



TITLE:

鋼製円筒型石油タンク基礎に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

岡林, 郁夫

CITATION:

岡林, 郁夫. 鋼製円筒型石油タンク基礎に関する研究. 京都大学, 1982, 工学博士

ISSUE DATE:

1982-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r4614>

RIGHT:

鋼製円筒型石油タンク 基礎に関する研究

昭和 56 年 7 月

岡 林 郁 夫

鋼製円筒型石油タンク 基礎に関する研究

昭和 56 年 7 月

岡 林 郁 夫

目 次

緒 論	1
 第 1 章 鋼製円筒型石油タンクの概要	
序 言	5
1・1 鋼製円筒型石油タンクの種類	6
1・2 鋼製円筒型石油タンクの機能的特性について	7
1・3 鋼製円筒型石油タンクの構造的特性について	8
結 語	12
参考文献	13
 第 2 章 鋼製円筒型石油タンク基礎の地盤改良に関する研究	
序 言	15
2・1 粘性土地盤におけるタンク基礎の地盤改良に関する研究	16
2・1・1 従来の粘性土に対する地盤改良工法とその問題点	16
2・1・2 PACKED-DRAIN工法	20
2・1・3 PACKED-DRAIN工法のタンク基礎への適用	28
2・1・4 PACKED-DRAIN工法によるタンク基礎の挙動とその考察	70
2・2 砂質土地盤におけるタンク基礎の地盤改良に関する研究	134
2・2・1 従来の砂質土に対する地盤改良工法とその問題点	134
2・2・2 新しい砂質土地盤の締め固め工法	135
2・2・3 新しい締め固め工法のタンク基礎への適用	136
2・2・4 新しい締め固め工法によるタンク基礎の挙動とその考察	140
結 語	147
参考文献	148
 第 3 章 鋼製円筒型石油タンク基礎の盛砂基礎に関する研究	
序 言	151
3・1 常時荷重における盛砂基礎の設計施工に関する問題点	151
3・1・1 盛砂基礎の役割とその機能	151

3・1・2 盛砂基礎とタンクとの関係	153
3・2 地震時荷重における盛砂基礎の設計施工に関する問題点	154
3・2・1 地震時における盛砂基礎の挙動	154
3・2・2 地震時における盛砂基礎への考察と対策	157
結 語	163
参考文献	165
 第4章 鋼製円筒型石油タンクとその基礎との関連性に関する研究	
序 言	167
4・1 タンクの沈下ならびに不等沈下と基礎との関連性についての研究	168
4・2 不等沈下がタンクにおよぼす影響についての研究	173
4・3 タンクの破壊と基礎との関連性についての研究	182
結 語	191
参考文献	193
 第5章 鋼製円筒型石油タンク基礎の設計施工に関する工学上の基本的考え方	
序 言	195
5・1 タンク基礎の設計に関する基本的考え方	195
5・2 タンク基礎の施工に関する基本的考え方	201
結 語	204
参考文献	205
 結 論	 207
略 語	211
謝 辞	213

緒 論

1960年代になって、エネルギーが石炭から石油にかわり、さらに石油化学工業の長足な発展期に到り我国の石油消費量が急速に増えてきたことは周知の事実である。一方我国はほとんど産油がなく、石油は輸入に頼りっぱなしの状況が約30年続いてきたのである。地理的にみても、我国は産油国から遠くに位置していて、石油は長い距離を海上輸送しなければならない宿命にある。幸なことに我国の造船技術が世界有数のものであったために経済的に効率よく石油を輸送するための大型タンカーの建造が盛んに行われてきた。このような大量輸送の時代に入って、当然のことながらそれを受け入れる石油タンクの方も大型化されてきたのである。技術的にみると、石油ならびに石油化学の技術は欧米からの輸入技術が大半を占めていた。この技術とともに原料ならびに製品を貯蔵するタンク建設技術も我国に輸入されてきた。ところが前述のごとく、産油国から遠距離にあるために、経済性の面からも当然、石油タンクの大型化が行なわれ、実績としては、欧米をしのぐ大型鋼製円筒型石油タンクの建設が行われる結果となった。さらに、1973年の石油ショック以後、石油不安が高まり石油備蓄基地の建設が、国家的規模で行われるようになり、大型タンクの建設がますますエスカレーションする傾向にある。このような大型化にともない従来の欧米から輸入したタンク建設技術から、はみだしてしまう結果となった。一方、土質工学的立場からみると、このような石油タンクを建設する場所は、臨海地区の沖積土層からなる埋立地盤がほとんどである。これらの臨海地区の沖積埋立の主たるものは、軟弱粘性土を主体とするもの、ゆるい砂質土から構成されているもの、あるいは、この両者が互層となっているものから構成されている。

著者はこのような軟弱地盤に大型構造物である鋼製円筒型石油タンクの基礎を建設するにあたって、種々な土質工学的な問題を処理しなければならなかった。

さらに鋼製円筒型石油タンクが大型化すればするほど、他の構造物に類をみないほど可撓性に富んだ特殊構造物であることも、その基礎にさらに新しい問題を提供することになる。いまや 100,000 kl, 150,000 kl, といった超大型鋼製円筒型石油タンクが建設されているにもかかわらず、タンク工学として系統だった学問的な研究がほとんど行われていない。その理由の大きなものとして次の事項が考えられる。

その一つは、鋼製円筒型石油タンクが既存の工学のどの分野に属するのか定かでないことである。例えば、設計面では構造解析的な要素が要求されるので構造力学の知識のある人が必要である。一方建設現場からの立場からみると、建設工学と溶接工学との知識が要求されるのである。

我国の現状では、機械工学、溶接工学、船舶工学の出身の人々を中心に一部土木工学、建

築学の出身の人達がタンク建設にたずさわっているのである。著者がここで論じようとしていることは工学の出身別をうんぬんするのではなく、タンク工学の性質から土木工学を中心にこの学問的研究を進めることが最適であると確信していることである。米国ではこの分野に Civil Engineer が主体となって進出している。著者がこのように確信する理由の一つは鋼製円筒型石油タンクには必ず基礎が必要であるばかりでなく、その本体が非常に特殊構造物であるためにそれを充分理解しないと本体と基礎との調和が保てないからである。このことはまさに土木工学的要素であるからである。

その二は鋼製円筒型石油タンクの構造が、非常に経験工学的な要素が大であることである。可撓性に富む柔軟な構造物であるために、大局的には構造計算は可能であるが、局部的には非常に困難であることである。これは局部的に非常に変形しやすく、応力をその部分の変形で部分的に解消するような構造体であるために、局部的な構造解析が困難であることである。石油タンクの底板は、単に内容物の漏洩を防ぐための膜という考え方で従来設計されていたが、近年になって石油タンクの大型化にともない、タンク側板と底板との接続面の溶接の止端部には大きな応力が作用していることが確認されている。石油タンクはタンク本体の重量ならびに内容物である石油の重量、いわゆる全ての荷重は、石油タンクの底板をとおして、直接、基礎に伝達されるという、他の構造物に類をみない特殊なかかわり方を基礎に持つ構造物である。例えば、一般の構造物は、その荷重を構造部材をとおして、地中へ伝達するためのフーチング基礎とか、ベタ基礎とか構造物の一部として有している。それに比して鋼製円筒型石油タンクは水のうの構造物である。さらにその荷重を受ける基礎の方も、これまた非常に経験工学的な要素を持つ土質工学の分野であるためである。

その三として、鋼製円筒型石油タンク本体とその基礎との工学分野が各々独立していて、その境界を埋める工学的研究がなされていないのである。前述のごとく、他の構造物と基礎との関係よりも、より密接な関係にある上載構造物の鋼製円筒型石油タンク本体と基礎が工学的に情報交換の少い関係にあるからである。例えば、鋼製円筒型石油タンク本体はタンクメーカーが設計、施工を行い、基礎は、いわゆる建設業者が設計、施工を行う関係にあるからである。一般機械の基礎の場合も設計、施工の関係は同じようなものであるが、一般の機械の場合にはその重量を荷重として基礎に伝える構造を有している。しかも基礎に与える条件が明白であるので、本体と基礎との境界にほとんど問題が存在しないのである。

鋼製円筒型石油タンクの場合には、タンク本体が基礎に要求する条件が明確でない部分があるのである。一般的には、沈下しないこととか、支持力が充分であるとかいう条件であるが、このような条件は、土質工学上では容易に満足させることは可能である。例えば、十分な杭を打設し、十分なコンクリートスラブを設ければ、上記の条件は、現在の土質工学の分

野からみれば、何も困難な要素は見出せないのである。果して、このような条件のみで、鋼製円筒型石油タンクの基礎として、安全かつ合理的なものといえるであろうか？

例えば、地震時に基礎だけ残って、タンク本体が破壊するような基礎だったとすると、その基礎は本来の目的を果たしたことになるだろうか？ 1974年に、水島の50,000 kl石油タンク破損事故が発生するや世間の注目するところとなり、その原因について、種々の議論が百出した。さらに、1978年の宮城県沖地震による石油タンクの破損事故が起ると、またまた、種々の議論がなされたが、いずれも工学的結論は明確でない。

本論文は、このような情勢において、可撓性の大きい柔軟な構造物である鋼製円筒型石油タンクをその目的に応じて、安全かつ合理的に建設するためには、その基礎はいかにあるべきかを、多数の実施例を基に、研究、解析、考察して論ずるものである。

この目的を達成するために、まず上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体の機能的、構造的特性の概要を論じた。

つぎに石油タンク基礎部分で、地表面以下の基礎地盤部分の地盤改良工法を土質工学上の立場から論じたものである。上載構造物である鋼製円筒型石油タンクを円形大型載荷重という点に着目し、貯蔵物の危険性、社会性、建設される臨海地区の軟弱地盤等の条件から、従来の地盤改良工法ではその精度に疑問が生じたために改良、改善を行い、それを実際の石油タンク基礎に適用し、その挙動を考察して、従来のものと異なる合理的な鋼製円筒型石油タンク基礎の地盤改良の理論的解明と施工性、施工管理の系統づけを行ったものである。また、石油タンク基礎の地表面より上の盛砂基礎部の工学的意義を明確にするとともに、土質工学的に、その研究、解析、考察をして論ずるものである。さらに盛砂基礎の挙動を観察、考察して理論づけを行った。振動台実験でこの理論のうらづけを行い盛砂基礎の土質工学上の理論的確立を試みたものである。

鋼製円筒型石油タンク本体と、基礎との関連性について、研究、解析、考察を行いその関連性を明確にして鋼製円筒型石油タンク基礎の技術的体系の確立を計るとともに、石油タンク本体とその基礎の境界を埋める工学的研究を行ったものである。最後にこれらの研究結果をふまえた上で、鋼製円筒型石油タンク基礎の設計、施工に関する工学上の基本的な考え方を論ずるとともに、その方向性を示唆するものである。

以上が本論文の概要であるが、本論文の主旨とするところは、上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体とその基礎とを工学的に統一された体系の中で考え、その位置づけを行うことにより、安全かつ合理的な鋼製円筒型石油タンク基礎の理論的確立を試みたものである。

この過程において、土質工学上で解決しなければならない問題と遭遇し、その問題を研究し解決を行ったのである。例えば、地盤改良工法の理論と実際との間に相当なへだたりのある

ものがあり、それを研究した結果として、出てきたのが改良型サンドドレーン工法である PACKED-DRAIN 工法の開発、新しい締め固め工法の開発であった。さらに盛砂基礎の工学的な意義の確立であり、また土質工学的な理論づけであった。一方、上載構造物である鋼製円筒型石油タンクの大型化に対する対応策も結果として得ることができた。

なお、近年の石油タンクの大型化の状況は図 1 に示すようなものである。

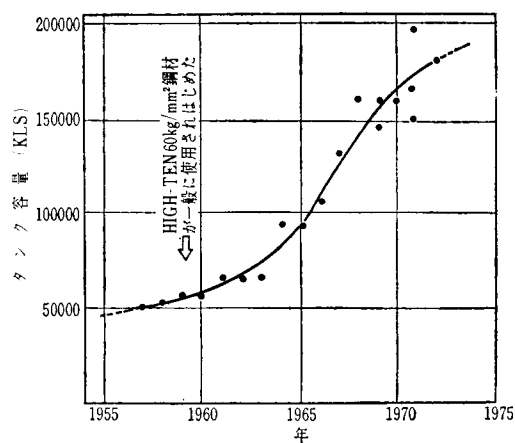


図 1 石油タンク大型化の傾向

第 1 章 鋼製円筒型石油タンクの概要

序 言

本章においては、第 2 章以下に論ずる鋼製円筒型石油タンク基礎の研究に関して、その上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体の概要について述べるものである。

構造物の基礎に関する研究をするにあたって、その上載構造物の機能的特性、ならびに構造的特性に関する少くとも、概略的な知識がなければならない。土質工学的見地からすれば強固な基礎を造ることが、一つの目的であるかも知れないが、最終の目的は、上載構造物の特性に、最も合理的に適合する基礎は、いかにあるべきかを研究すべきである。

地上式の鋼製円筒型のタンクは、石油タンク以外にも、ガス、L. N. G., L. P. G. その他の化学製品の貯蔵に供せられる種々のタンクが存在する。

しかし、本論文では、石油貯蔵のための鋼製円筒型石油タンク基礎の研究に関するものであるために、鋼製円筒型石油タンクを中心に述べるものである。地上式タンクの種類は、表 1・1 に示すように、分類することができる。

表 1・1 で明らかなように、円筒型石油タンクは、横型式と縦型式とに分類することができる。横型式のものは、一般に小容量のものであり、例えば、ガソリンスタンドの地下等に設置されているものである。この型式のものは小規模であり、一般機器装置と類似していて剛性に富んだ構造を有して、その基礎に関しても、特異性がないので、本論文の対象からは、はずすものとする。(図 1・1 参照)

本章では、本論文の研究主体である鋼製円筒型石油タンクの縦型式の種類、機能的特性、構造的特性について述べ、その概要について論ずるものである。

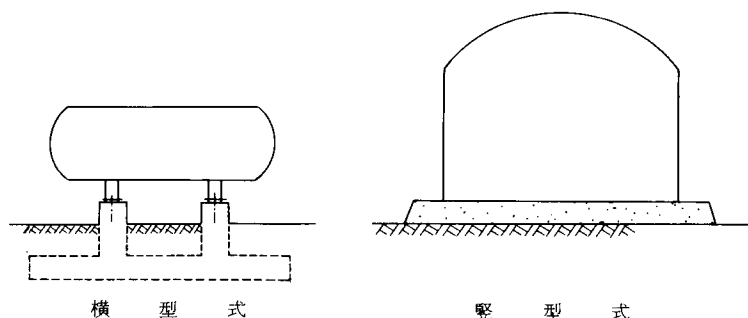
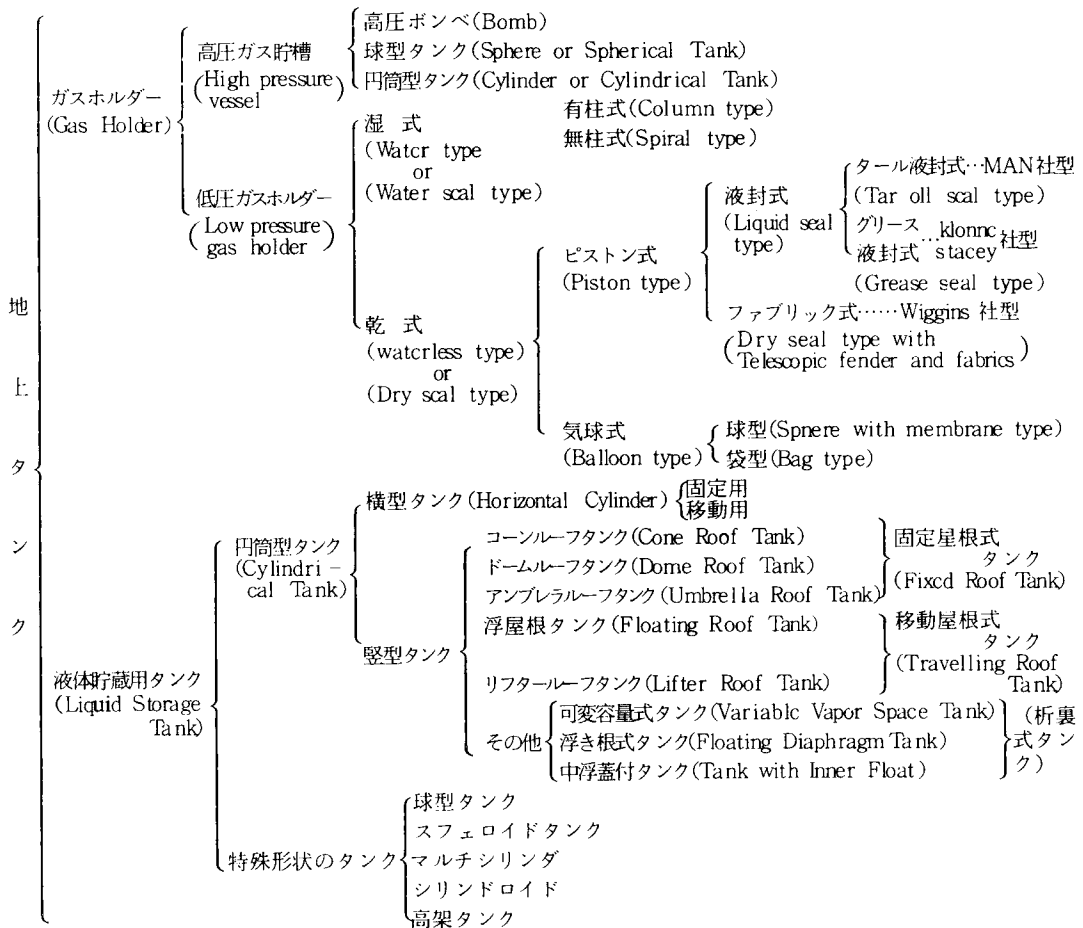


図 1・1 鋼製円筒型石油タンクの型式

•



1・1 鋼製円筒型石油タンクの種類

本節では、鋼製円筒型石油タンクの縦型式の種類について、述べるものである。

石油は、原油をはじめとして、原油を蒸留して比較的比重の軽いナフサ、ガソリンから、比較的比重の重い重油、アスファルトまでの製品にわけることができる。

これらの石油あるいは石油製品を貯蔵するための鋼製円筒型石油タンクがある。

その主たるものは図 1・2 に示すとおりである。

(a) 凹錐屋根貯槽

この型式のものは、その屋根の形状からコーン・ルーフタンクと呼ばれていて、主として重油類のような、揮発分の少ない石油類の貯蔵に供されている。

(b) 円屋根貯槽

この型式のものは、その屋根の形状からドーム・ルーフタンクと呼ばれていて、比較的多

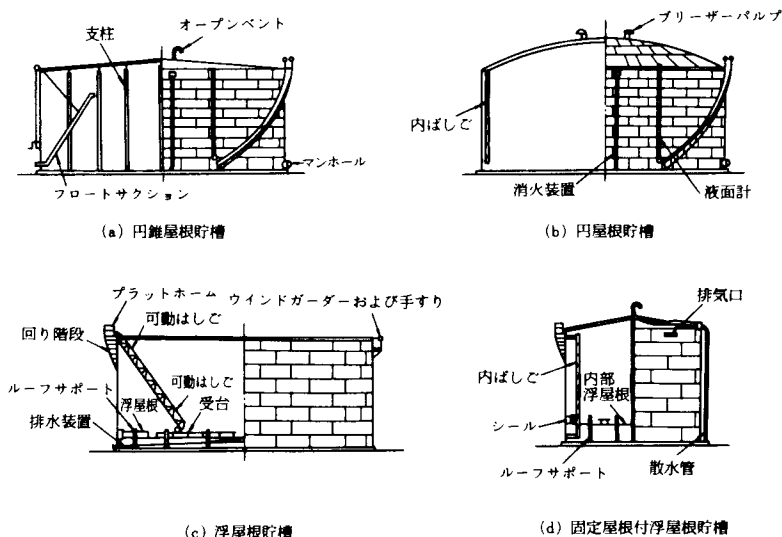


図 1・2 石油タンクの種類

くの石油類の貯蔵に供されている。さらに内圧を少しかけて貯蔵する場合にも、この型式の貯槽が使用されている。

(c) 浮屋根式貯槽

この型式のものは、その屋根の形状から、フローティング・ルーフタンクと呼ばれていて、原油、ナフサ、ガソリン等の揮発分の高い石油類の貯蔵に供されている。特に、原油貯蔵用のものは、大型化されていて、フローティング・ルーフで揮発を防ぐとともに、構造的には大型の固定屋根の困難さをカバーしている。

(d) 固定屋根付浮屋根貯槽

この型式のものは、カバードフローティング・ルーフタンクと呼ばれていて、固定屋根式貯槽の中に浮屋根が浮んでいる型式のものである。この型式の貯槽は、雨水等の混入を最も避けねばならない航空機用燃料の貯蔵に供されている。

1・2 鋼製円筒型石油タンクの機能的特性について

一般に、石油タンクの機能というと、石油を貯蔵するという共通的な機能があることは当然である。しかし、石油タンクの設置される場所、あるいは工場の種類によってその機能の特性が異なるのである。

石油精製工場（リファイナリイ）は、最も多種類の石油タンクが存在する所である。

先ず、タンカーから原料となる原油を受け入れる大型浮屋根式タンク群がある。つぎに蒸留装置等を経て、中間製品を貯蔵するタンク群がある。これらのタンクは、貯蔵物の性質に応じてフローティング・ルーフタンク、コーン・ルーフタンク、ドーム・ルーフタンクといったよ

うに多種多様のタンクからなるタンク群である。さらに、二種類以上の石油類を混合するブレンディングタンクがある。そして最後に製品別に貯蔵する製品タンク群がある。これらも、中間製品タンク群と同様に多種多様のタンクがある。

石油精製工場における石油タンクの機能的特性は、原油、中間製品、製品の貯蔵という特性と、ブレンディングタンクのように装置の一部のような機能として使用されるタンクがあるのである。

石油精製工場における石油タンク群を荷重という視点からみると、比較的出入が頻繁であり、年間を通して平均すると、各々のタンクがその最大貯蔵量の約60%程度を貯蔵していることになる。すなわち、常に荷重の増減がくりかえされていることに特徴がある。

油槽所（オイルデポ）における石油タンクは、小型タンクを中心に中型タンクまでである。油槽所の機能は、近辺の都市に石油類の供給を目的としたものであるので、すべてガソリン、灯油、軽油、重油等の製品タンクである。油槽所の石油タンクの機能的特性は、一般市民生活に直結したものである。これをタンク工学的な立場からみると100 klから1,000 klクラスの小型タンクを中心として、せいぜい10,000 klクラスの中型タンクから構成されているといえる。

石油備蓄基地（CTS）における石油タンクは、文字通り石油を備蓄するものであるが、原油で備蓄することが主体である。

100,000 klクラスないし150,000 klクラスの大型浮屋根式タンクが、ほとんどである。このほかに、タンカーのバラスト水を受け入れるバラストタンクがある。大型石油備蓄基地におけるバラストタンクは50,000～60,000 klクラスの大型のタンクが多い。このバラストタンクは石油と水とを分離する機能の一部を果すこともある。ここの石油タンクの機能は基本的には原油の備蓄であるので、石油の出入りは比較的少ない。民間のもので、年6回くらいの出入が一般的である。政策ベースのものは原油の輸入がとだえた時に放出するものであるから、常に満タン状態である。

荷重的にみると、常に最大貯蔵量に近い状態にある。すなわち、設計最大荷重に近い状態が続くのである。

火力発電所における石油タンクは、燃料用の重油タンクが中心である。したがって、中型タンクがほとんどである。10,000 kl～50,000 klクラスのタンクが主体をなしている。

以上が鋼製円筒型石油タンクの機能的特性の概要である。

1・3 鋼製円筒型石油タンクの構造的特性について

鋼製円筒型石油タンクの種類は、表1・1で述べたとおりである。これを構造的立場から

分類すると、次の二つに大別できる。

(1) 固定屋根式貯槽

(2) 浮屋根式貯槽

固定屋根式貯槽は、屋根板を柱と側板の双方で支持する形式のものと、柱なしでトラスやドーム形式で、屋根板の荷重をすべて側板で支持させる形式とがある。

いずれの形式にしても、固定屋根式のものには底板、側板、固定屋根の三つの部分から構成される構造体である。

浮屋根式貯槽は、底板、側板、浮屋根からなり浮屋根と側板との間をシールする機構から構成される構造体である。浮屋根式貯槽が固定屋根式と構造的に異なる点は、側板最上部で屋根と接続されていないので、側板上部の剛性が非常に小さくなる。これを補強するためにウィンドガーダーを有していることである。

＜鋼製円筒型石油タンクの設計の現状＞

タンクの基本的構成部の一つである底板は、直接基礎に支えられているという前提条件のもとに設計されていて、一種の漏洩防止膜である。A. P. I. では、底板の最小厚を約 6 mm と規定している。我国では、消防関係法規で、底板の最小厚は、1,000 kl 以上 10,000 kl 未満では 9mm、10,000 kl 以上では 12mm と規定されている。

タンクの側板は薄肉円筒として取り扱われ、円周方向膜応力（ σ ）と板厚（ t ）の関係式

$$\sigma = PD/2t \quad 1-①$$

P：液圧

D：タンク直径

を基に強度計算される。

現在は、消防関係法でつぎのように計算されている。

$$t = \frac{D(H-0.3)\rho}{2fr} + c \quad 1-②$$

t：最小必要板厚（mm）

D：タンクの内径（m）

H：側板の厚さを求める段の下端から危険物の最高液面までの高さ（m）

ρ ：貯蔵する危険物の比重量 g/cm³

$\rho < 1$ の場合は 1 g/cm³ をとる。

f：材料の規格最小降伏点、または 0.2% 耐力の 60% の値（kg/mm²）

r：継手効率 = 1

c：腐れしろ

屋根板は4.5 mm以上とされている。

以上のように、我国では底板の最小厚さ等が諸外国に比して厚く規定されているが、いずれにしても、非常に可撓性に富んだ構造物である。一例として過去に建設された 150,000 kl 浮屋根タンクを図1・3に示す。

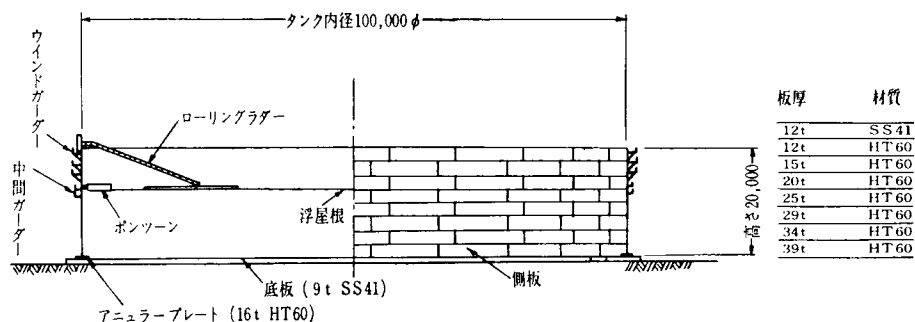


図1・3 150,000 kl浮屋根タンク概要図

タンク内径が100 mであり、側板の最下段の厚さが60kg/cm級、高張力鋼で39 mmである。底板はアニュープレートで16mm、他の底板は9 mmである。現状の法規に準拠しても、アニュープレートが21mm程度、他の底板は12mm程度である。

以上のことから明らかなように、鋼製円筒型石油タンクの構造は他の構造物に類をみない程、可撓性に富む柔軟な構造物である。変形に対して、非常に寛大な構造物といえよう。一方、タンクの高さと直径の割合から図1・4に示すように分類することができる。(c)の場合には、風、地震等に対しても、比較的に安定しているが、(a)、(b)の場合には、非常に不安定であるために基礎の方で、これを安定させるための配慮をしなければならない。鋼製円筒型石油タンクは万一爆発が発生した時に周囲への影響を最小にとどめるために、屋根が飛ぶような構造を有している。浮屋根式のものは勿論であるが、固定屋根式タンクでは屋根板と側板との接続部が最も弱く溶接されている。

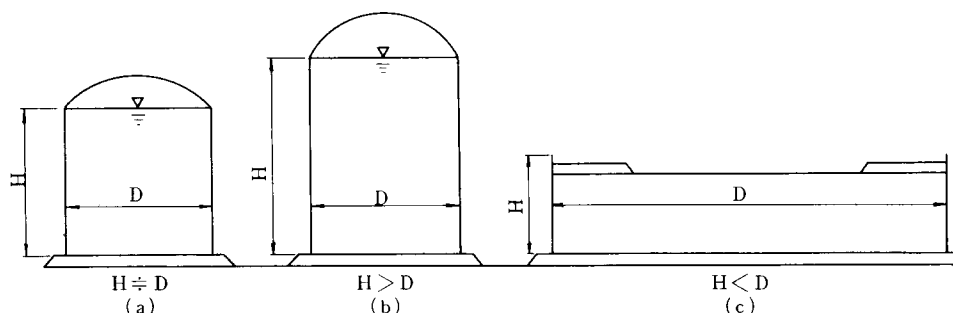


図1・4 タンクの高さ(H)と直径(D)の関係

現在の鋼製円筒型石油タンクの構造的特性の一つとして、すべての継手が溶接継手であることである。この溶接継手の方法として三種あり、それは図1・5 溶接継手の種類に示すよう

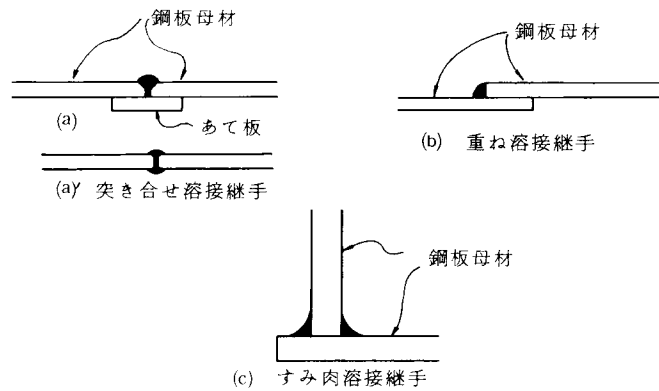


図1・5 溶接継手の種類

に、突き合せ溶接継手（バット溶接継手）、重ね溶接継手（ラップ溶接継手）、すみ肉溶接継手の三種類の溶接継手が、鋼製円筒型石油タンクの建設に用いられる。溶接工学的には、重ね溶接継手もすみ肉溶接の一部であるが、形状の上から本論文ではあえて別分類とした。突き合せ溶接継手は、あて板のあるものとなないものがある。一方側からのみしか溶接ができない場合に、あて板を用いることが多い。鋼製円筒型石油タンクにおいては、屋根板はほとんど重ね溶接であり、側板はあて板なしの突き合せ溶接継手である。底板はアニュラープレートがあて板ありの突合せ溶接で、他の部分は重ね溶接継手である。ただし、我国においては、近年になって、底板はすべてあて板ありの突き合せ溶接継手で行うように法規的に定められた。なお、アニュラープレートとは図1・6 鋼製タンク底板配列概要図に示すように、底板の最

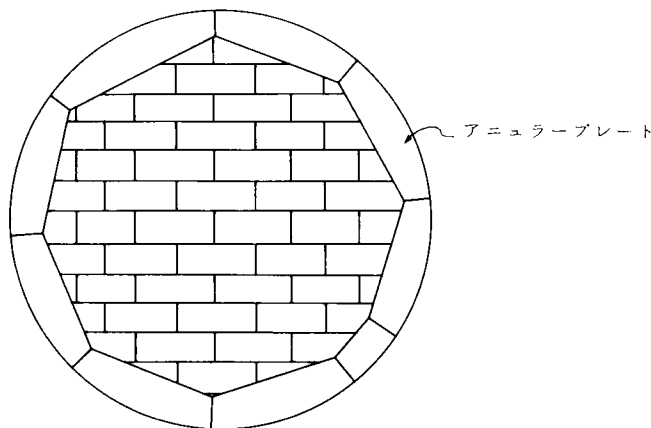


図1・6 鋼製タンク底板配列概要図

外周部を構成する鋼板をその配列の形状から一般にアニュラープレートと呼んでいる。このアニュラープレートの上に側板が組みたてられるのである。このアニュラープレートと側板とは図1・5(c)のすみ肉溶接継手で接続されるのである。以上のような溶接継手構造をとるために、鋼板の薄い部分を中心に溶接歪が生じて、鋼製タンク自身に変形を生ずるのである。さらに露天の現場で組立溶接作業が行われるために、日照の関係等で溶接時の鋼板の温度も部分的に大きく変ることもあり溶接歪を助長させることもある。ただし、相当全体的にいびつにできあがっても薄肉構造であるために、水張りテスト時には、真円になろうとする作用が働くのである。鋼製円筒型石油タンクの構造を力学的にみると、側板とアニュラープレートとの溶接部のアニュラープレート側の溶接止端部に最も大きな応力が発生するのである。

以上が鋼製円筒型石油タンクの構造的特性の概要である。

結 語

本章では、本論文の主目的である鋼製円筒型石油タンク基礎を論ずるにあたって、その上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体の機能的特性、ならびに構造的特性の概要を論じたものである。その結論を要約するとつぎのようなものである。

- (1) 他の構造物に類をみないほど可撓性に富んだ柔軟な構造物である。
- (2) 建設にあたっては、溶接継手を用いるために非常に歪の起りやすい構造物である。
- (3) 設計にあたっては、ストレスベースで計算を行うが、ストレインいわゆる変形の状態に対しては野放しであり、底板については、特に応力計算を行わないで、漏洩を防ぐ膜であるという立場をとっている。

以上のような事実が明らかになったことは、次章以降に論ずる鋼製円筒型石油タンク基礎の研究にあたって、その方向づけに大いに参考となる研究であったと思う。

参考文献

- (1) A. P. I : Welded Steel Tanks for Oil Strage.
A. P. I. Standard 650
- (2) 大川治：土木工学大成特殊構造物（Ⅰ）
3章タンク P 99 ～ 137，神谷貞吉編
1969年7月 森北出版
- (3) 玉置明善編：化学プラント建設便覧
P 873 ～ 906，1972年7月
丸善株式会社
- (4) 岩切淳，岡林郁夫：大型タンクとその基礎，土と基礎 Vol. 23，No. 9 1975年9月
上質工学会 P 39 ～ 41
- (5) 末原忠司：新体系土木工学 95 貯蔵タンク，サイロ P 35 ～ 56，1980年5月
土木工学会編，技報堂
- (6) 河野和間，岩上昭夫
発想転換を追られる大型円筒型タンク，石油と石油化学 Vol. 18，No. 4
- (7) 大川治，岡林郁夫，岩上昭夫
消防大学校危険物保安科テキスト
教授科目 化学装置ータンク
講議場所 消防大学校 1977年～1980年

第2章 鋼製円筒型石油タンク基礎の 地盤改良に関する研究

序 言

鋼製円筒型石油タンク基礎は、計画地盤面以深の地盤の支持力、沈下等を取り扱う部分と計画地盤面上の盛砂部を取り扱う部分から構成されている。盛砂部に関する研究は、次章の第3章で論ずる。本章では、計画地盤面以深の地盤に関する研究を論ずるものである。第1章で述べたごとく、鋼製円筒型石油タンクは構造的に他の構造物に例をみない程、可撓性に富んだ構造物であるので、ある程度の沈下を許容する構造物である。むしろある種の沈下あるいは、変形がある方が、好ましいと著者は考えている。この考え方の詳細は第4章でその研究結果として論ずる。

石油タンク基礎として、従来採用されてきた工法としては杭とコンクリートスラブとの組み合わせ、地盤改良と盛砂基礎との組み合わせ、地盤改良とコンクリートスラブとの組み合わせ、のこの三種がほとんどである。一方、地盤改良工法は道路の盛土部分とか港湾構造物の基礎として、多く採用されてきた。また、数多くの地盤改良工法が開発され、それに種々な理論づけがなされているのが現状である。但し、理論と実際が必ずしも一致していない工法が多々見うけられるのである。例えば、サンドドレーン工法は粘性土地盤に対して有効なのか、否かという論議が数多くの人々によってなされてきた。

その論議は理論どおり、あるいは設計どおりサンドドレーンが、確実に施工されたという前提条件でなされている。もし、理論どおりあるいは設計どおりサンドドレーンが施工されていなかったり、または確実に施工することが非常に困難な施工方法であったならば、サンドドレーンの是非を論ずること自体無駄である。著者は石油タンク基礎の設計、施工に当たってその貯蔵物の性質上、その地盤改良効果が十分に予測できなければならないと考えるものである。そこで従来の地盤改良工法の理論と施工方法の見直しを行った。その結果として、少なくとも理論と実際とが納得のいく範囲で合致する工法を開発した。それらの工法を数多くの石油タンク基礎に適用し、その実測データと理論との対比を行うと、ともにその過程において、従来みおとされていた現象について、解析、研究を行った結果を本章で論ずるものである。

一般には、地盤は粘性土を主体とした地盤と、砂質土を主体とした地盤とに分類すること

ができるが、実際には双方が互層になっていたりして、いずれにも分類しがたい地盤も数多く存在するのである。

本章ではまず、粘性土を主体とする地盤の地盤改良の問題をとりあげ、石油タンク基礎に数多く実施した例の中から、数例をピックアップして論じ、その例中に粘性土と砂質土の互層から成る地盤の例もととりあげて、その挙動を考察したものである。

次に、砂質土を主体とする地盤の地盤改良の問題をとりあげて、石油タンク基礎に実施したもののから、約40基分の実例を解析・研究して、それを論ずるものである。

勿論、これらの工法は石油タンク基礎のみに利用されるだけでなく、現在では道路をはじめとする、広く一般土木工事に数多く採用され得る可能性を有しているものである。

2・1 粘性土地盤におけるタンク基礎の地盤改良に関する研究

2・1・1 従来の粘性土に対する地盤改良工法とその問題点

粘性土層の地盤改良工法として、最も一般的に採用されてきた工法は、鉛直ドレーン工法である。この工法の裏づけをなす圧密現象は北欧諸国では、1800年代からその解明にとりくみ、定量的には1923年～1925年にテルツァギーによって理論づけられた。鉛直ドレーン工法の場合の圧密理論はグローバー等によって研究され、1948年のバロンの論文によって確立された。鉛直ドレーンの材料やその施工法については、スウェーデン国立地質研究所のチェルマンが中心となり研究し、さらにペーパードレーン工法を開発して、1948年国際土質基礎会議で発表している。

サンドドレーン工法は、1926年にモランが米国で特許を得て、1930年頃からハイウェイの盛土部の地盤改良に使われた。

我国では、第2次世界大戦後盛んとなった。特に大型臨海埋立地の地盤改良に急速な需要の伸びをみたのである。

その結果、我国においても急速に鉛直ドレーンに対しての関心が高まり、理論的にも実践的にも開発が行われてきた。急速な経済の発展に追従するためには、臨海埋立地に短期間に工場やタンクを建設する必要にせまられた結果、鉛直ドレーン工法が多用されるに至ったのである。

図2・1はサンドドレーン工法の原理を示すものである。図2・2はそのサンドドレーンの配置と有効円を示す基本的な理論を図示するものである。図2・3と図2・4はバロンの理論を実際の設計に応用するために、簡便さを与える計算図表である。

著者はここでこれらの鉛直ドレーンに関する基本的理論を尺度として、現在世界中で施工されている鉛直ドレーン工法について研究を試み、その矛盾を指摘して、問題を解決する一提

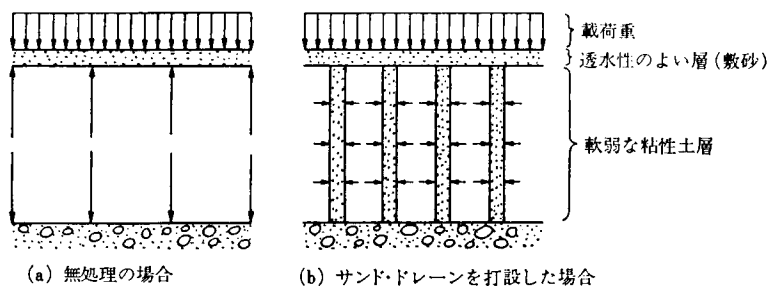


図 2 ・ 1 サンドドレーン工法の原理

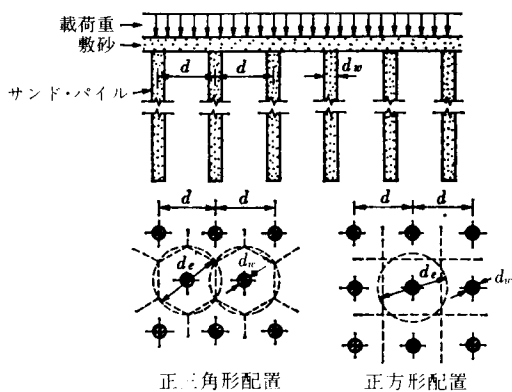


図 2 ・ 2 サンドドレーンの配置と有効円

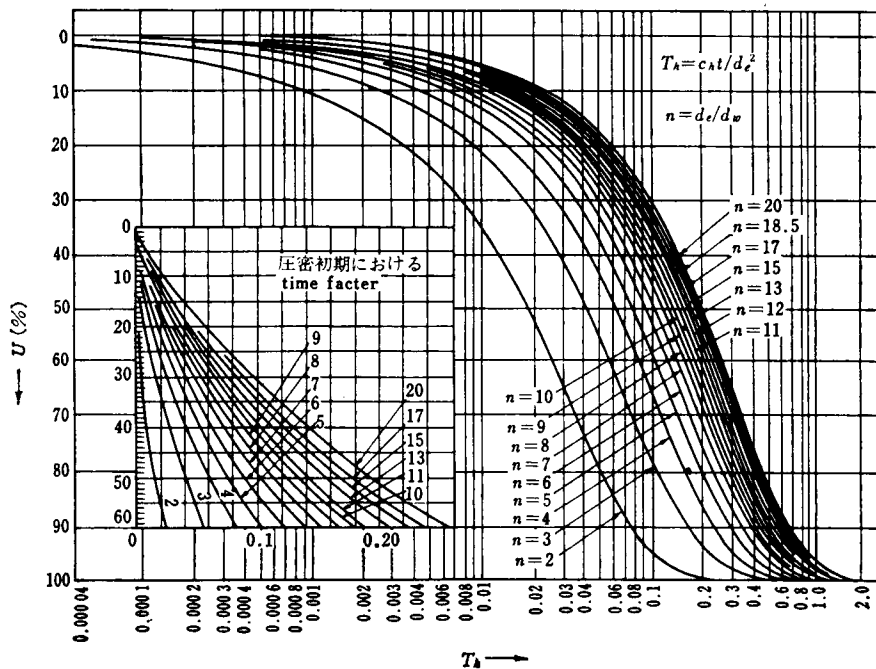


図 2 ・ 3 サンドドレーンによる圧密曲線 $d_e/d_w - T_h$ (高木による)

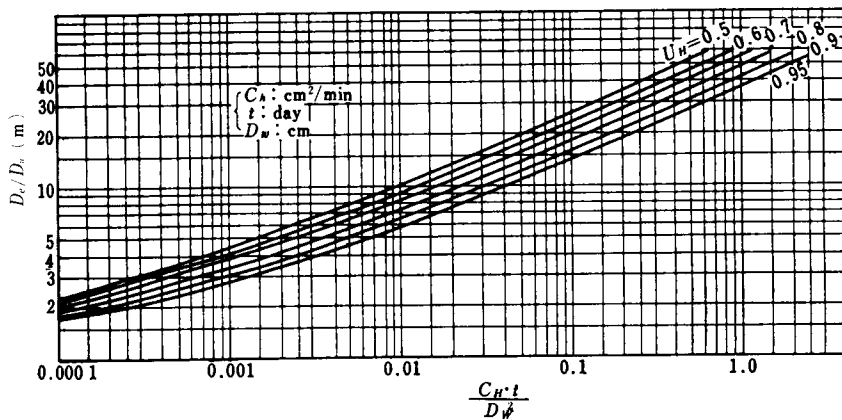


図 2 ・ 4 サンドドレーン設計用計算図(中瀬による)

案を行うものである。

表 2 ・ 1 は現在使用されている鉛直ドレーンの分類である。これらの中で最も実績があり、現在においても多用されているサンドドレーンについて研究を行ったところ、その施工法は三通りに大別することができる。

その 1 は、我国を中心に使用されているケーシングタイプ。

その 2 は、欧州を中心に使用されているウォータージェットタイプ。

図 2 ・ 5 はケーシングタイプとウォータージェットタイプのサンドドレーン打設方法を示すものである。

その 3 は、米国を中心に使用されているアースオーガータイプ。

欧米ではケーシングタイプのサンドドレーン打設方法は、現在ほとんど使用されていない。その主たる理由は Smear 現象を恐れるためである。ケーシングタイプの方法は、ケーシ

表 2 ・ 1 バーチカル・ドレーン工法の種類

工 法 名		適 用 地 盤	改良深度の限界 (m)	ドレーン材料
サ レ ン ド ン ・ 工 法	振 動 打 込 み 式	軟弱粘性土地盤	30	砂
	ジ ェ ッ ト 式	〃	30	砂
	衝 撃 打 込 み 式	〃	30	砂
PACKED DRAIN 工法		超軟弱粘性土地盤	30	ポリエチレンの砂袋
ペーパー・ドレーン工法		〃	25	カードボード
ケミカル・ペーパー・ドレーン工法		〃	25	ケミカル・ドレーンボード
ロープ・ドレーン工法		〃	25	特殊加工麻ロープ

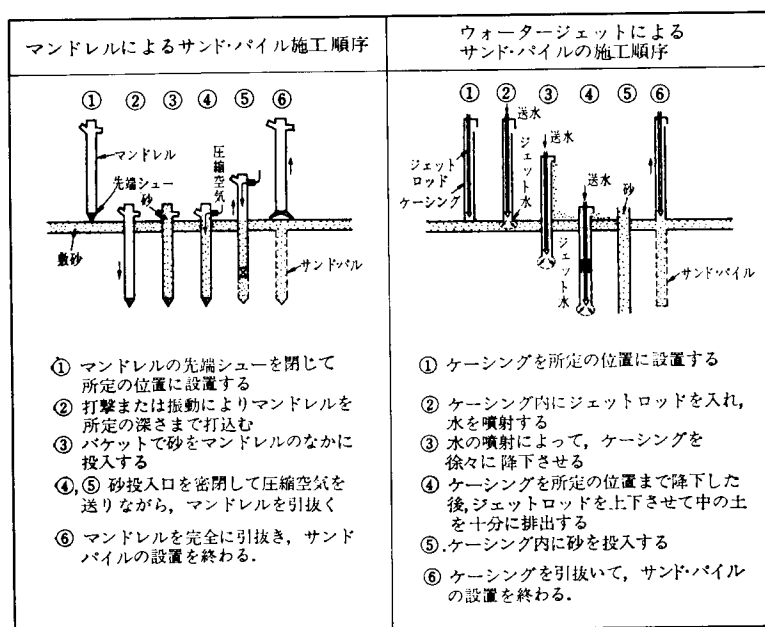


図 2 ・ 5 サンドドレーン打設方法

グ打設時にケーシングが周囲の土と接触している部分の土を乱し、その結果土の透水性を損うという理由である。

ウォータージェットタイプのものは、ノンケーシングでウォータージェットにより、地中に穿孔して砂を投入するために砂の沈降速度が遅く、完全に所定の深さに砂が到達する以前に孔が崩壊するおそれがある。

土質が高含水で非常に軟弱な場合には、その孔を自立させておくことが困難である。

さらに多量の圧力水を使用するために、地表面の排水設備を充分にしておかないと、サンドドレーン打設機のトラフィカビリティにも影響をおよぼす結果となる。

アースオーガータイプのものも、土質が高含水の軟弱な場合にはその施工性の不確かさが問題となる。さらにこの工法の場合は、排土した土の処理に大変な困難さがともなうのである。

これらの三つの施工方法にも、一長一短がある。

以上のような理由で Smear の問題があるにもかかわらず、我が国ではケーシングタイプの施工方法が一般化されて、確実にサンドドレーンを施工するためには、このタイプが最もよいとされてきた。

ところが臨海埋立地のような高含水の軟弱地盤に、サンドドレーンを打設してみると、果して所定の直径、所定の長さのサンドドレーンが確実に形成されたか否か、その作業を始めてから最後迄現場でみていた人でも判らないという施工方法に問題があるのである。図 2 ・ 6

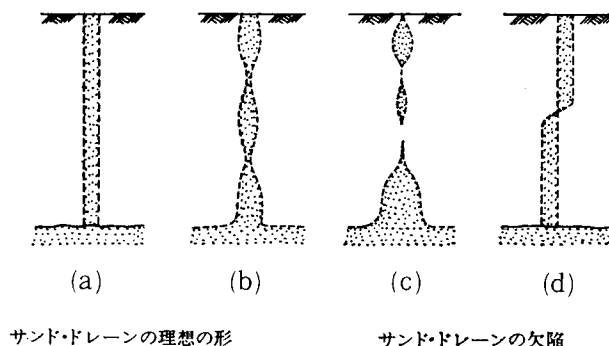


図 2・6 サンドドレーン欠陥図

に示すように、全てのサンドドレーンが(a)のように施工されたと考える人よりも、むしろ(b)、(c)のようになったのではないかと疑問を持つ人の方が多いのである。さらに、(a)のように施工されていたとしても、圧密現象にともなって周囲の粘性土層が変形を生じた場合には、サンドドレーンはどのような挙動を示すのかという疑問が生ずるのである。

このように従来のサンドドレーン工法は、いずれもその施工精度と圧密現象にともなう変位に対しての追従性に疑問があるのである。

土質工学上の理論や式は、絶対値というよりもむしろ相対的な尺度であると考えすることは、土質工学にたずさわる者にとっては、極めて大切なことである。しかし、このように理論に対して充分でない不確実な施工方法では、その有効、無効を論ずるにはあまりにもへだたりがある。一方、基本となる理論でもその施工性あるいは周囲の土の変位に対する追従性まで加味したものでなければ、土質工学的意義がないのである。

著者は臨海埋立地に数多くの、しかも大型化する鋼製円筒型石油タンクを計画、設計、施工するにあたって、その基礎の安全性、経済性、社会的重要性とてらしあわせて、より確実な地盤改良を行う必要から、以上のような従来のサンドドレーン工法の見直しを行い、理論と実際との間の矛盾を指摘したのである。さらにサンドドレーン以外のカードボードドレーン工法についても、種々な問題点がある。例えば、形状の問題から変位に対する方向性の問題、表面の密さによるコロイドの付着の問題等である。

以上のように従来の鉛直ドレーン工法においては、種々な問題があるので著者等はこれらを改良したサンドドレーン工法を研究、考案し多数の実績を経験したので、次節以降これらについて述べる。

2・1・2 PACKED-DRAIN 工法

本工法は我国においてはパックドレーン工法、あるいは袋詰サンドドレーン工法と一般に

称せられている。この工法は1965年頃から著者等が中心となって、開発した改良型のサンドドレーン工法である。

前節で述べたごとく、従来のサンドドレーン工法はその施工精度、あるいは粘性土層の圧密現象による変位に追従できないような欠点を有していた。このことは鉛直ドレーンの理論を完全にカバーできないばかりか、鉛直ドレーンに対する理論的解明が不充分であったことを意味するものである。著者はあらためて鉛直ドレーンのあるべき姿を検討し、その条件を明確にして、鉛直ドレーンに対する理論づけを行ったものである。その結果として、PACKED-DRAIN工法の開発に到ったのである。

＜鉛直ドレーンに対する必要条件＞

- a) 設計条件に示された直径と所定の長さのものが現場にて確実に施工できて、それを維持できること。
- b) 圧密現象の進行にともなうドレーン周辺の地盤の変位に対して、ドレーン機能を損うことなく（切断等なく）、追従可能であること。
- c) 施工時に必要以上に周辺の土層を乱して、土層の透水性を低下させないこと。
- d) 施工管理が容易であること。
- e) ドレーン打設機のトラフィカビリティを確保するために、必要以上の盛砂等を行わなくても作業可能な打設機械であること。
- f) 打設速度が速いこと。

以上の条件を満足させるものとして、PACKED-DRAIN工法の開発を行った。

(1) PACKED-DRAIN工法の概要

PACKED-DRAIN工法の特徴は、透水性のある袋体に砂を詰めるというところにある。この袋の主たる仕様は次のとおりである。

直 径：12cm

使用原系：ポリエチレン 100%，縦横糸とも380デニール

密 度：縦2.5cm当り20本±1本，横2.5cm当り15本±1本

引張り強度：縦95kg以上/5cm幅，横70kg以上/5cm幅

この袋は写真2・1に示すとおりである。

サンドドレーンの設計に用いられるバロンの式

$$t = \frac{d_e^2}{C_h} T_h \quad 2-①$$

t：圧密に要する時間

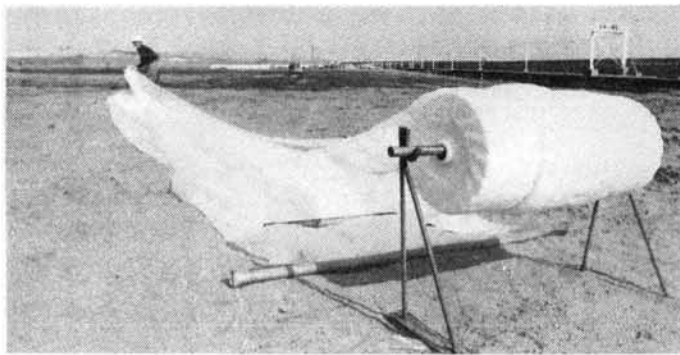


写真 2・1 PACKED DRAIN用ポリエチレン製袋

d_e : サンドドレーンの有効間隔

正方形配置の場合 $d_e = 1.128 H$

正三角形配置の場合 $d_e = 1.05 H$

H はサンドドレーンの中心間の距離

C_h : 水平方向の土の圧密係数 cm^2/sec

T_h : 時間係数 サンドドレーンの間隔とその直径との比等で決る。

この 2-①式から明らかなように、圧密時間はサンドドレーンの間隔の二乗に比例することから、この間隔を小さくすれば、早く地盤改良が完了することになる。一方、サンドドレーンの直径そのものは、時間係数 T_h の項に関係するが、ここでは一乗のオーダーであるので、同一地盤を改良する場合直径の小さなサンドドレーンを狭い間隔で打設するほうが合理的である。従来のサンドドレーンは施工上の問題等から、小さい直径で打設するとその精度をさらに悪くするおそれがあった。PACKED-DRAIN工法は直径を小さくしても、設計上の直径を維持できることと、載荷時における地盤の変位に追従できるように透水性のある網状のメッシュを有する袋体を利用することに着目した工法である。

本工法を具体的に説明すると、次の順序である。

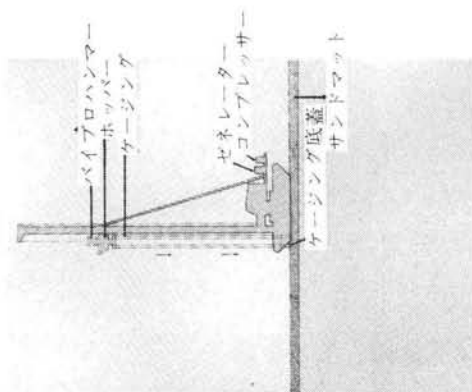
① 開閉できる底ぶたを有する内径 12.4 cm のケーシングを 1.2 m 正方形に配置した 4 本を同時に所定の深さまで、打設する。

② サンドドレーンの設計長より約 2 m ほど長い、ポリエチレン製のカヤ織りになった袋を用意しておき、この下端にスコップ 1 杯ほどの砂を重りとして入れて、下端をしぼり、①のケーシング内に挿入する。もしこの場合ケーシング内にヘドロなどがはいっていて、所定の深さまで空間が保たれていない時には、袋があまることになりその場でチェックできる。

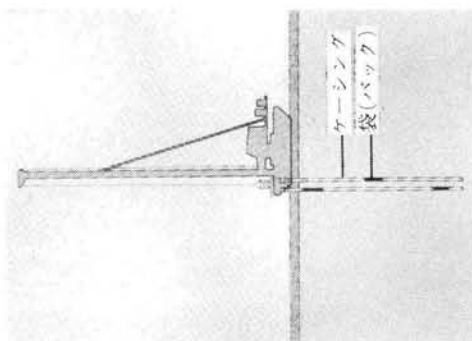
③ 袋の上端を砂のホッパー口に固定し、振動をかけて袋内に砂を充填して、ホッパー口から袋の上端をはずし、ケーシングの上ぶたを締めて、ケーシング内にコンプレックスド

施工順序

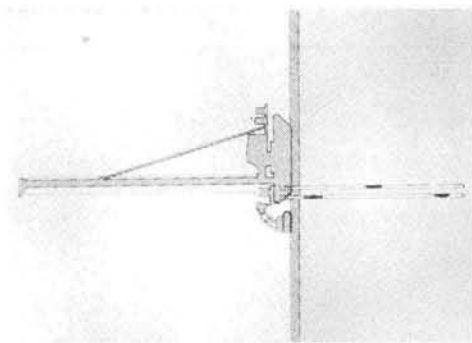
1. ケーシング打込み



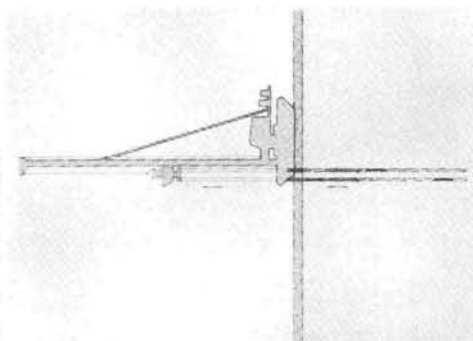
2. 袋の挿入



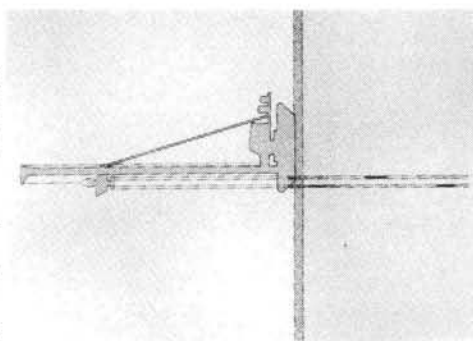
3. 砂の充填



4. ケーシング引き抜き



5. バック・ドレーンの形成完了



6. 完成されたバック・ドレーン

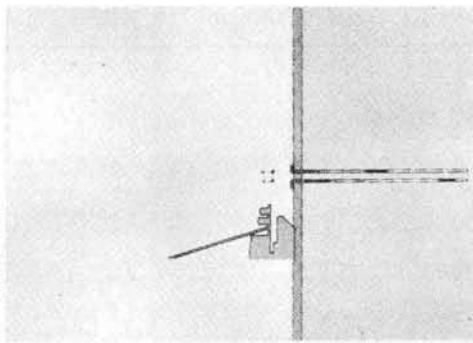


図 2 ・ 7 PACKED DRAIN の施工順序説明図

エアーをかけながらケーシングを徐々に引き抜いて打設を完了する。

この場合、通常は地表面に砂の詰まった袋が約50cmないし100cm出ている。もしこの程度出ない場合は、袋に充分砂が充填されていない証拠であるから打ち直しをさせる。

図2・7は施工の順序を示すものである。

以上のように、現場ですぐ施工の良否が判定できて十分な施工管理ができる。

現在最も一般的に使用されているPACKED-DRAIN工法は直径12cmのものである。これを従来最も一般化している直径40cmのサンドドレーンと同一面積の地盤改良を行うとして比較してみる。土質条件は同一地盤であるから双方とも同一である。同一時間で同一圧密率にするには、一例を示すと12cm直径のPACKED-DRAIN工法では、120cm正方形配置で打設する。これと同等にするには40cm直径のサンドドレーン工法では、160cm正方形配置になる。言い換えると、

12cm直径のPACKED-DRAIN工法では 1.44㎡に1本

40cm直径のサンドドレーン工法では 2.56㎡に1本

おのおの打設することになり、PACKED-DRAIN工法は従来の40cm直径のサンドドレーン工法に比して、約1.8倍の本数を打設しなければならない、当然打設期間も1.8倍要することになる。しかしながら直径が小さいために、4本同時に打設することが可能になった。現在では120cm間隔で正方形にケーシングを4本配置した装置で、4本同時打ちが一般化さ

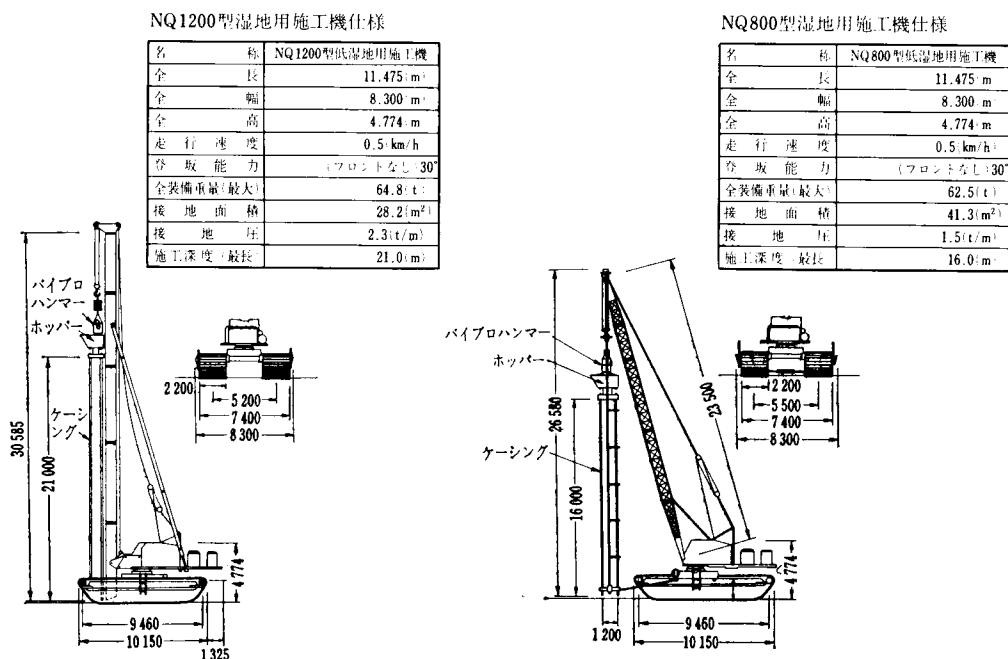
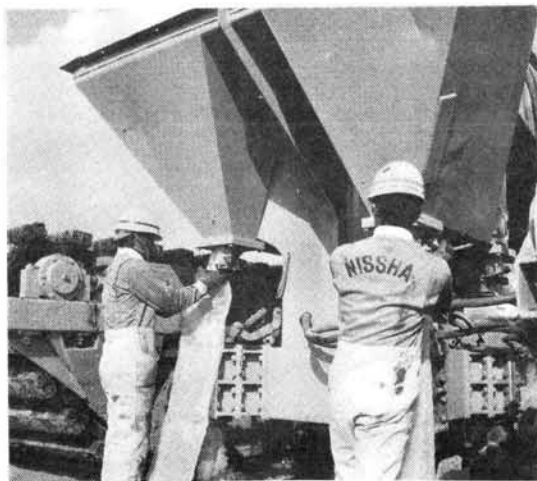
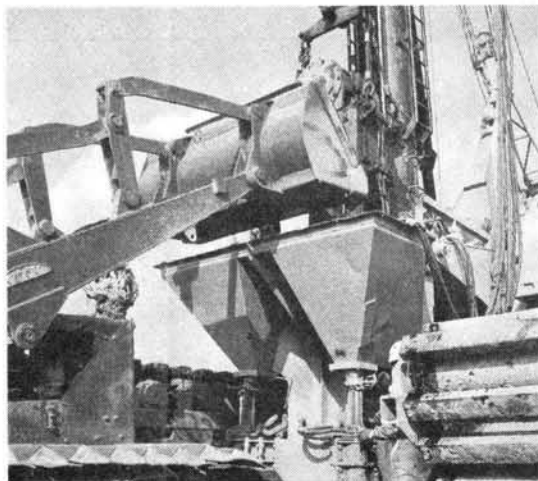


図2・8 PACKED DRAIN打設用機械仕様

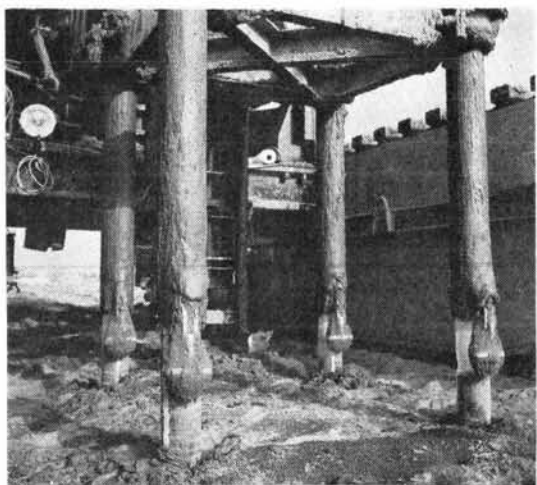
ている。このようにすればむしろ従来のサンドドレーンよりも半分の時間で、同一面積を打設することができるのである。打設機械は図2・8に示すような、湿地型の接地圧の小さい機種を採用している。以上がPACKED-DRAIN工法の概要である。なお写2・2はPACKED-DRAINの打設状況を示すものである。



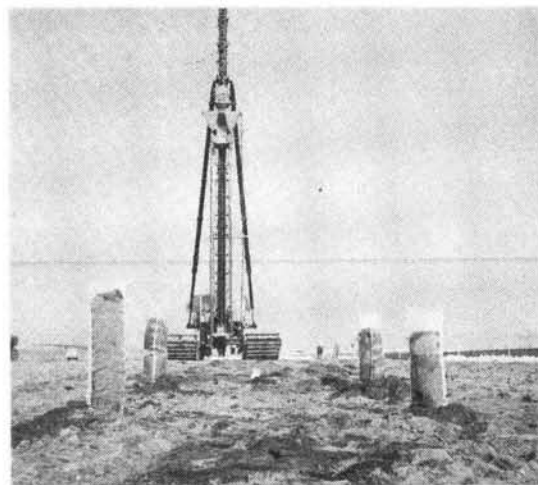
袋の取付状況



砂詰状況



バック・ドレーンの形成状況



完成されたバック・ドレーン

写真2・2 PACKED-DRAIN打設状況

(2) PACKED-DRAIN工法の設計

本工法は概要で述べたように袋体に砂を詰めるために、比較的小径(12cm)でも、連続性とか可撓性に富んでいて、サンドドレーンとして十分な機能を発揮できるとともに、4本同時に同一ハンマーで打設できる特徴を有している。

設計の基本的理論は、従来どおりバロンの式にもとづくものであるが、4本同時に打設可能であるという特徴を生かして次のような理論を導入して、この設計方法の確立を行ったものである。4本のケーシングの間隔は120 cmの正方形に固定して、図2・9 PACKED-DRAIN標準配置を決めて、1本のPACKED-DRAINの受け持つ範囲をⅠ、Ⅱ、Ⅲのように分割し、図2・10に示すようにPACKED-DRAINの有効径を d_e Ⅰ、 d_e Ⅱ、 d_e Ⅲとし、

$$d_e \text{Ⅰ} = 1.128 \times 120 \text{ cm}$$

$$d_e \text{Ⅱ} = 1.128 \times \ell \text{ cm}$$

$$d_e \text{Ⅲ} = 1.128 \times \sqrt{120 \times \ell} \text{ cm}$$

$$T_h \text{Ⅰ} = \frac{C_h \cdot t}{(d_e \text{Ⅰ})^2} \quad \lambda \text{Ⅰ} = \frac{d_e \text{Ⅰ}}{12}$$

$$T_h \text{Ⅱ} = \frac{C_h \cdot t}{(d_e \text{Ⅱ})^2} \quad \lambda \text{Ⅱ} = \frac{d_e \text{Ⅱ}}{12}$$

$$T_h \text{Ⅲ} = \frac{C_h \cdot t}{(d_e \text{Ⅲ})^2} \quad \lambda \text{Ⅲ} = \frac{d_e \text{Ⅲ}}{12}$$

分割されたSECTIONごとに同一時間に対する圧密度 U を求め、次式による平均値をもって、全体の平均圧密度とする。

$$U = \frac{A \text{Ⅰ} U \text{Ⅰ} + A \text{Ⅱ} U \text{Ⅱ} + 2 A \text{Ⅲ} U \text{Ⅲ}}{A \text{Ⅰ} + A \text{Ⅱ} + 2 A \text{Ⅲ}} \quad 2-②$$

2-②式から図2・11、図2・12のPACKED-DRAIN設計用計算図を作成し、実用上の簡便さを図っている。これによってケーシングは120 cmの正方形配置に固定されているが、打設機械の移動距離 ℓ mを変化させることにより、実質上種々の配置のPACKED-DRAINの設計、施工が可能となる。

以上がPACKED-DRAIN工法である。本工法を開発して以来10年余り、石油タンク基礎の地盤改良を中心として、著者は約5,000万延米のPACKED-DRAINの実績から、理

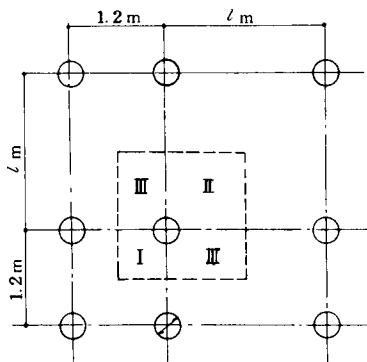


図2・9 PACKED DRAIN標準配置図

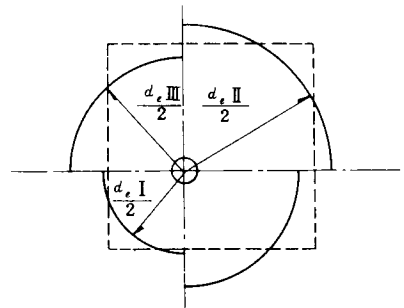


図2・10 PACKED DRAINの有効円

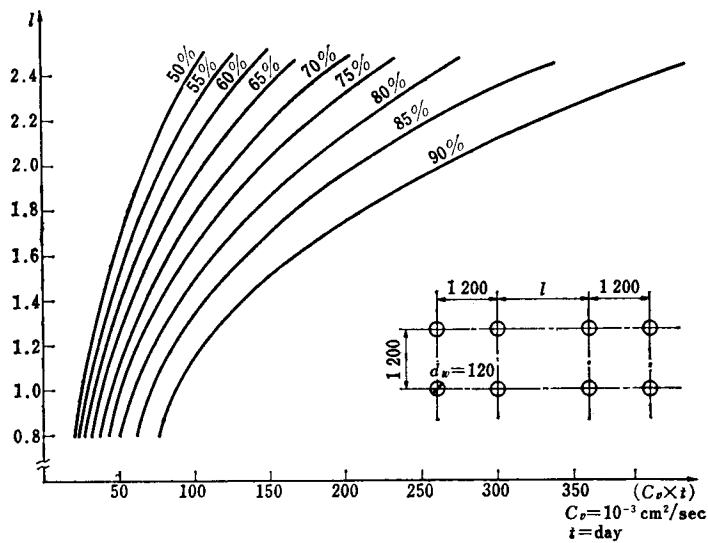


図 2 ・ 11 PACKED DRAIN設計用計算図(その 1)

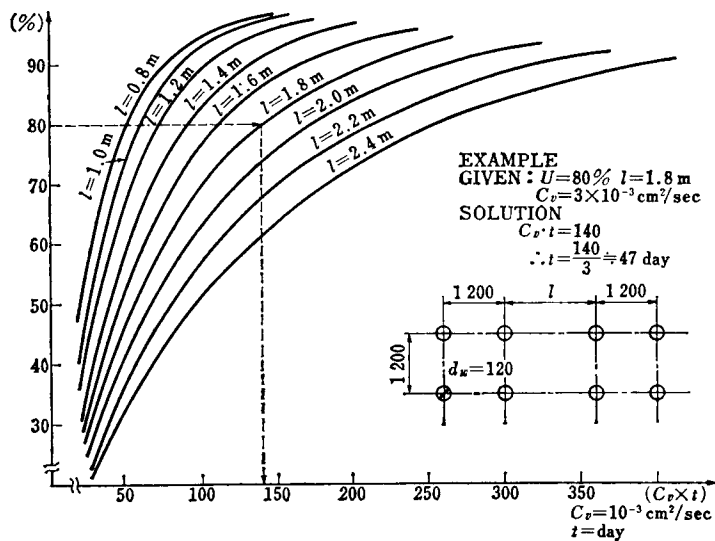


図 2 ・ 12 PACKED DRAIN設計用計算図(その 2)

論と実際とが一貫した工法であると確信するに到ったのである。

次節以降に、本工法を鋼製円筒型石油タンク基礎に採用し、その挙動を解析、研究した実施例を述べるものである。

2・1・3 PACKED-DRAIN 工法のタンク基礎への適用

PACKED-DRAIN工法を石油タンク基礎の地盤改良に適用するにあたって、従来の鉛直ドレーン工法との経済性、工期の面から比較を行うために図2・13にPACKED-DRAIN工法、サンドドレーン工法、ペーパードレーン工法との設計比較図を準備した。

一般に鉛直ドレーン工法にて地盤改良を行う場合に、所定の圧密度を得るにはいかなる日数（時間）を要するかという検討はなされるが、鉛直ドレーンを打設するに要する日数につ

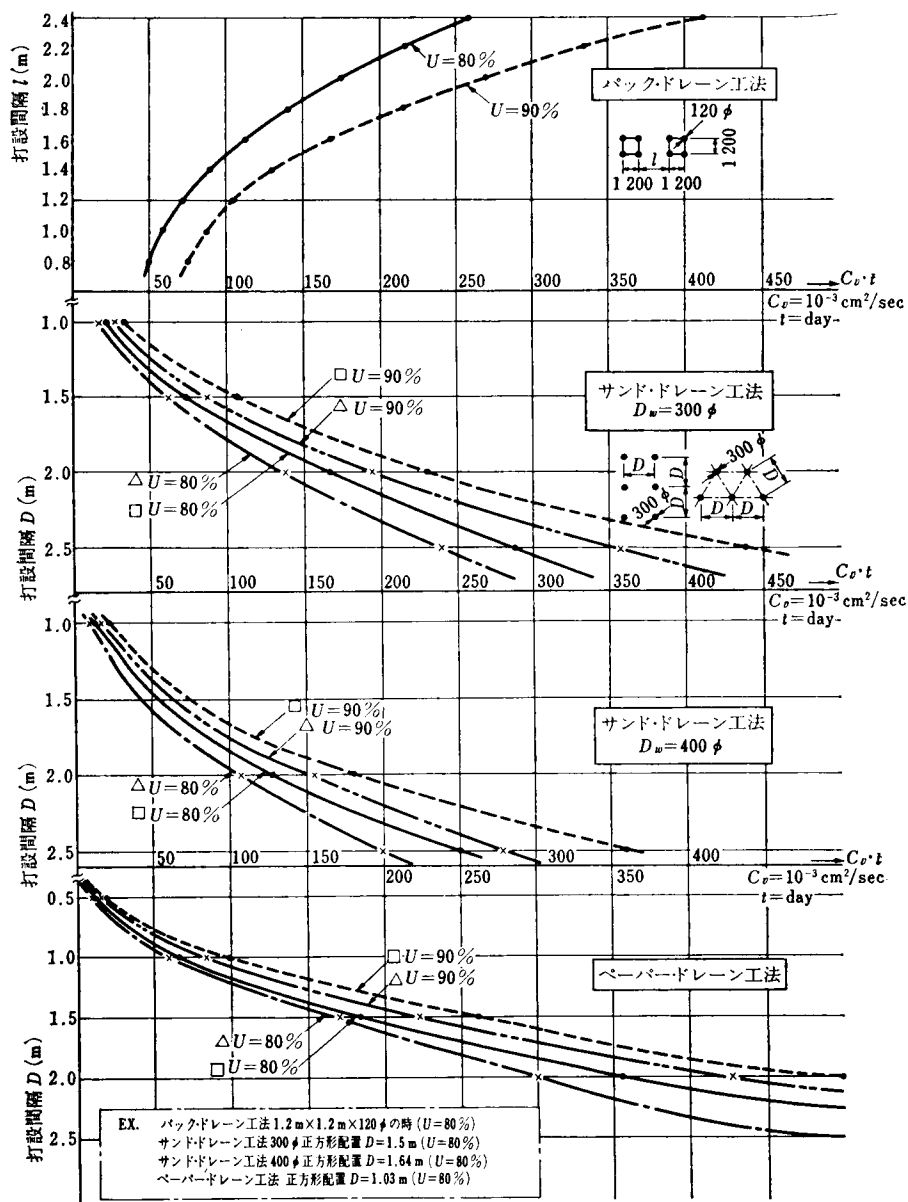


図2・13 PACKED DRAIN サンドドレーン，ペーパードレーン設計比較図

いての検討が不充分である。鉛直ドレーンの間隔を小さくすれば、所定の圧密度に達する日数は短縮されるが、鉛直ドレーン数量が増えて、打設日数は増えることになる。したがって、工期全体はむしろ長く要することにもなり、しかも工事費も増加することになる。

著者は以上の要素を考慮して、PACKED-DRAIN工法を鋼製円筒型石油タンク基礎に採用したのである。一方、載荷重からみると大型の円形載荷重である。具体的な方法としてはPACKED-DRAIN+PRE-LOAD工法を採用して、圧密を促進して支持力の増加を計るとともに、事前に沈下を生じせしめて石油タンク建設後に悪影響をおよぼすような種類の沈下を生じさせないように試みた。

本工法を用いた石油タンク基礎の実施例は数多くあるが、本論文では瀬戸内海地区の臨海埋立地における25,000klタンク基礎の実施例、沖縄本島東部海岸の臨海埋立地における100,000klタンク基礎4基分の実施例と、沖縄本島中部海岸の臨海埋立地における100,000klタンク基礎21基分と60,000klタンク基礎3基分の実施例についてPACKED-DRAIN工法を適用し、それ等の例についての研究考察を述べる。

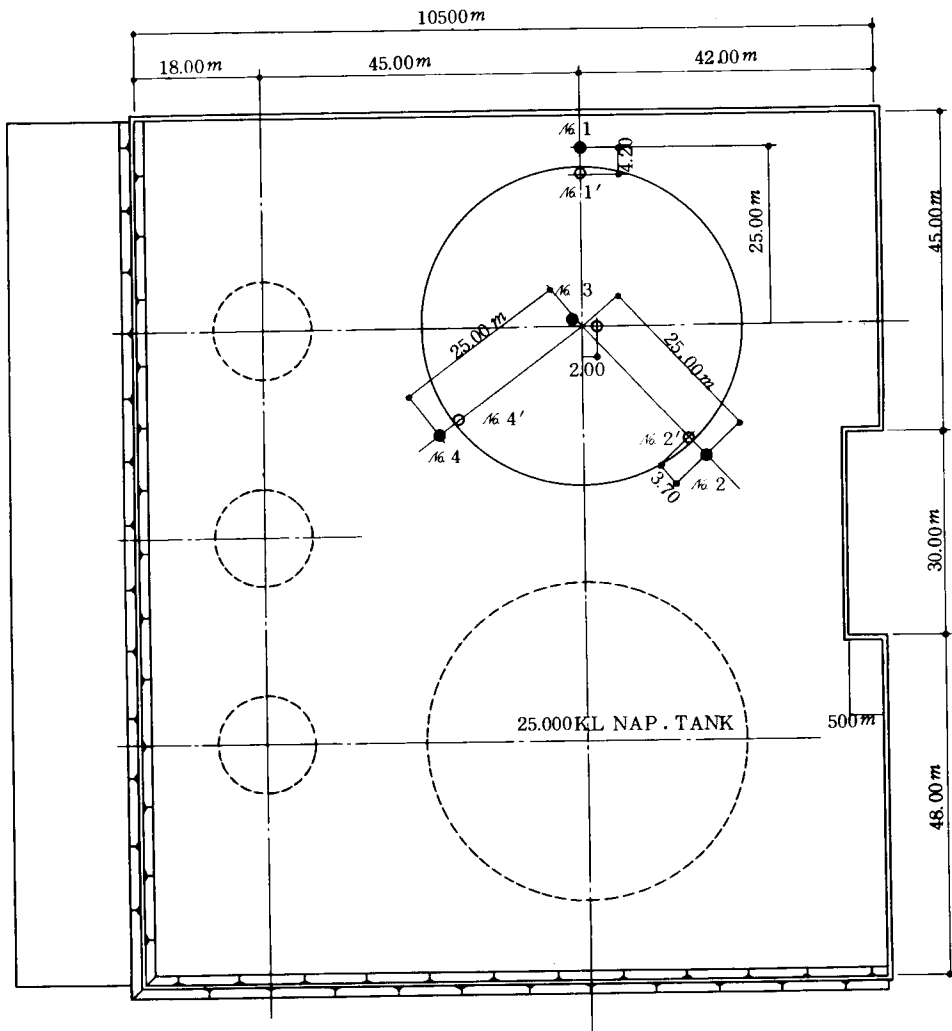
(1) 25,000klタンク基礎実施例（その1）

本タンク建設地は、瀬戸内海に面する臨海埋立地である。タンクの配置、ならびに土質調査のためのボーリング位置は図2・14に示すとおりである。図2・15はボーリング結果から想定した土層断面図である。表2・2は土質試験の結果であり、本地盤の特性を表わしているものである。本地盤はしゅんせつ埋立後さらに山土で表面2～3mが盛土されており、地表面から15m迄は軟弱な粘性土で構成されていた。タンクの設計荷重は水張りテスト時約20t/m²、タンク操業時約16t/m²であった。いずれにしても支持力不足であり、1m以上の沈下が予想されたので地盤改良を行うことにした。

PACKED-DRAINを12cm直径で、長さ15mのものを1.2m正方形配置で打設して、土質調査の結果から $C_v \div C_h$ として設計を行うと、圧密率 $U = 80\%$ に要する日数は約30日であった。この載荷盛土、沈下量、間隙水圧は図2・16に示すとおりである。この実例で著者が強調したいことは、沈下曲線の初期で急激な沈下を生じていることである。この沈下曲線から地盤の破壊が生じたか、進行性の側方流動が生じたかという疑問を持つのである。しかしこの沈下曲線の中期から後期にかけては、ゆるやかな曲線へ戻っているのである。初期にもし地盤に破壊が生じているのならば、中期、後期にかけて沈下曲線がこのような傾向を示すはずがないのである。

著者はこの沈下測定の方法をチェックしてみたところ、つぎのようなことが判明したのである。工事の最初に計画地盤高さを決めるために水準測量を行い中断していて、PACKED-DRAINの打設完了後、盛土工事を開始してある程度盛土が進行してから、沈下測定を開始

S : 1/1000



調査番号	標高	調査深度	孔内水位
№ 1	- 0.430	17.30 m	- 1.60 m
№ 2	- 0.685	17.16 m	- 0.80 m
№ 3	- 0.640	20.30 m	- 0.90 m
№ 4	- 0.600	17.29 m	- 0.85 m

(注) ● 施工前ボーリング位置
○ 施工後ボーリング位置

図 2 ・ 14 ボーリング位置図

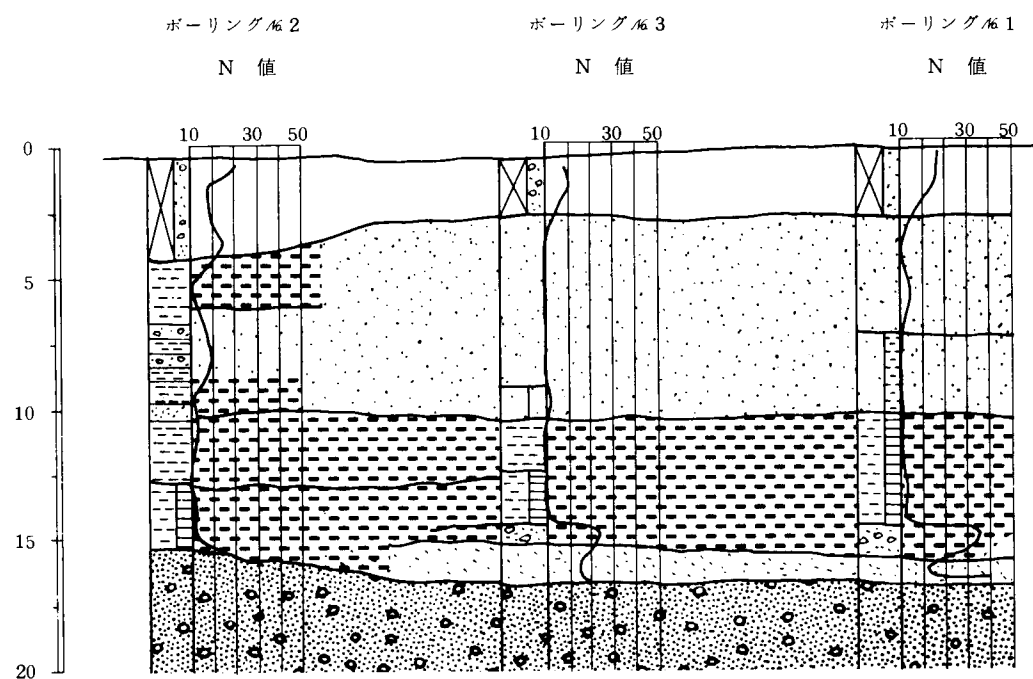
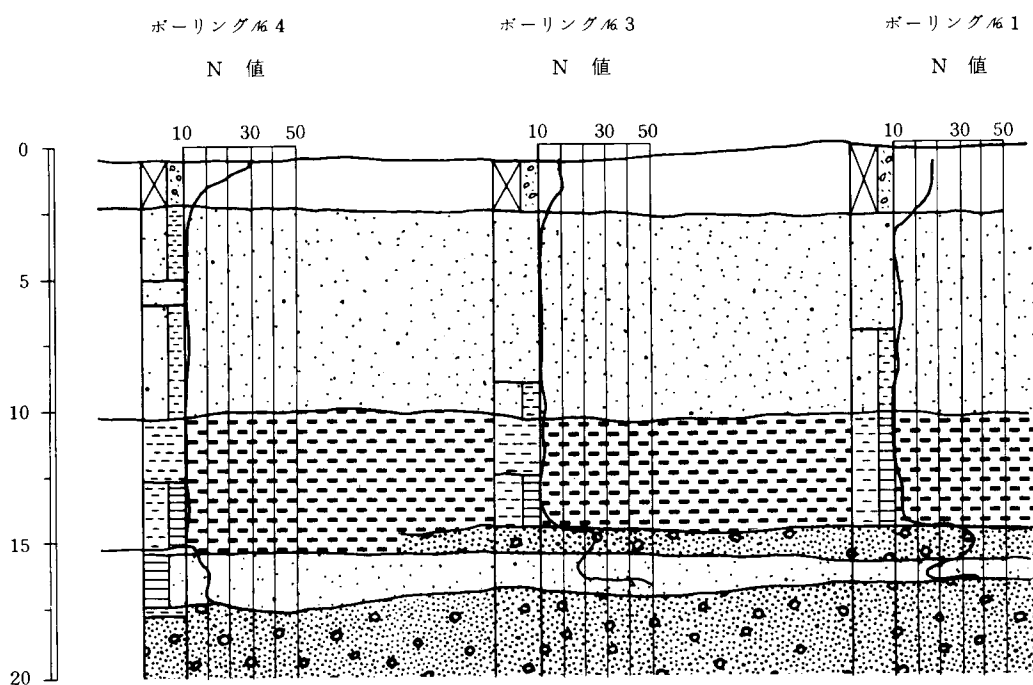


図 2・15 土層断面図

表 2・2 土質試験結果総括表

No 1 地点		No 2 地点		No 3 地点		No 4 地点	
採取深度	試験内容	採取深度	試験内容	採取深度	試験内容	採取深度	試験内容
5.00 ┆ 5.85	土質型 シルト質ローム	6.00 ┆ 6.60	土質型 礫混り粘土	9.00 ┆ 9.05	土質型 シルト質粘土ローム	9.10 ┆ 9.75	土質型 シルト質ローム
	単位重量 γ 1.478 t/m ³		γ : 1.560		γ : 1.480		γ : 1.462
	比重 G_s 2.014		G_s : 2.682		G_s : 2.039		G_s : 2.079
	含水比 W 51.2 %		W : 58.2 %		W : 67.2 %		W : 38.6 %
	液性限界 W_L —		W_L : 53.4 %		W_L :		W_L :
	一軸強度 q_u 0.274 kgf/cm ²		q_u : —		q_u : 0.310		q_u : 0.236
	間隙比 e_o 1.153		e_o : —		e_o : 1.450		e_o : 0.766
	圧縮指数 C_c 0.212		C_c : —		C_c : 0.282		C_c : 0.192
	先行荷重 P_o 1.80 kgf/cm ²		P_o : —		P_o : 1.20		P_o : 1.05
11.00 ┆ 11.85	土質型 粘土	11.00 ┆ 11.85	土質型 粘土質ローム	11.00 ┆ 11.85	土質型 シルト質粘土	11.00 ┆ 11.85	土質型 粘土
	γ : 1.695		γ : 1.749		γ : 1.542		γ : 1.546
	G_s : 2.704		G_s : 2.682		G_s : 2.741		G_s : 2.734
	W : 48.6 %		W : 50.4 %		W : 76.6 %		W : 58.6 %
	W_L : 51.1 %		W_L : 52.0 %		W_L : 88.0 %		W_L : 68.4 %
	q_u : 0.399		q_u : 0.299		q_u : 0.265		q_u : 0.162
	e_o : 1.300		e_o : 1.340		e_o : 2.070		e_o : 1.700
	C_c : 0.407		C_c : 0.523		C_c : 0.391		C_c : 0.467
	P_o : 0.92		P_o : 0.95		P_o : 0.73		P_o : 0.30
13.00 ┆ 13.85	土質型 粘土	13.00 ┆ 13.85	土質型 粘土	13.50 ┆ 14.35	土質型 シルト質粘土	13.00 ┆ 13.85	土質型 粘土
	γ : 1.620		γ : 1.663		γ : 1.715		γ : 1.674
	G_s : 2.704		G_s : 2.689		G_s : 2.739		G_s : 2.704
	W : 64.3 %		W : 53.4 %		W : 56.1 %		W : 48.1 %
	W_L : 70.0 %		W_L : 54.2 %		W_L : 57.4 %		W_L : 55.4 %
	q_u : 0.370		q_u : 0.273		q_u : 0.408		q_u : 0.442
	e_o : 1.618		e_o : 1.340		e_o : 1.560		e_o : 1.465
	C_c : 0.669		C_c : 0.672		C_c : 0.593		C_c : 0.742
	P_o : 0.75		P_o : 0.90		P_o : 0.75		P_o : 0.88
	C_v : 8.58×10^{-3}		C_v : 1.19×10^{-2}		C_v : 1.34×10^{-3}		C_v : 7.21×10^{-3}

25.000 kℓ タンク基礎

沈下状況及び間隙水圧状況

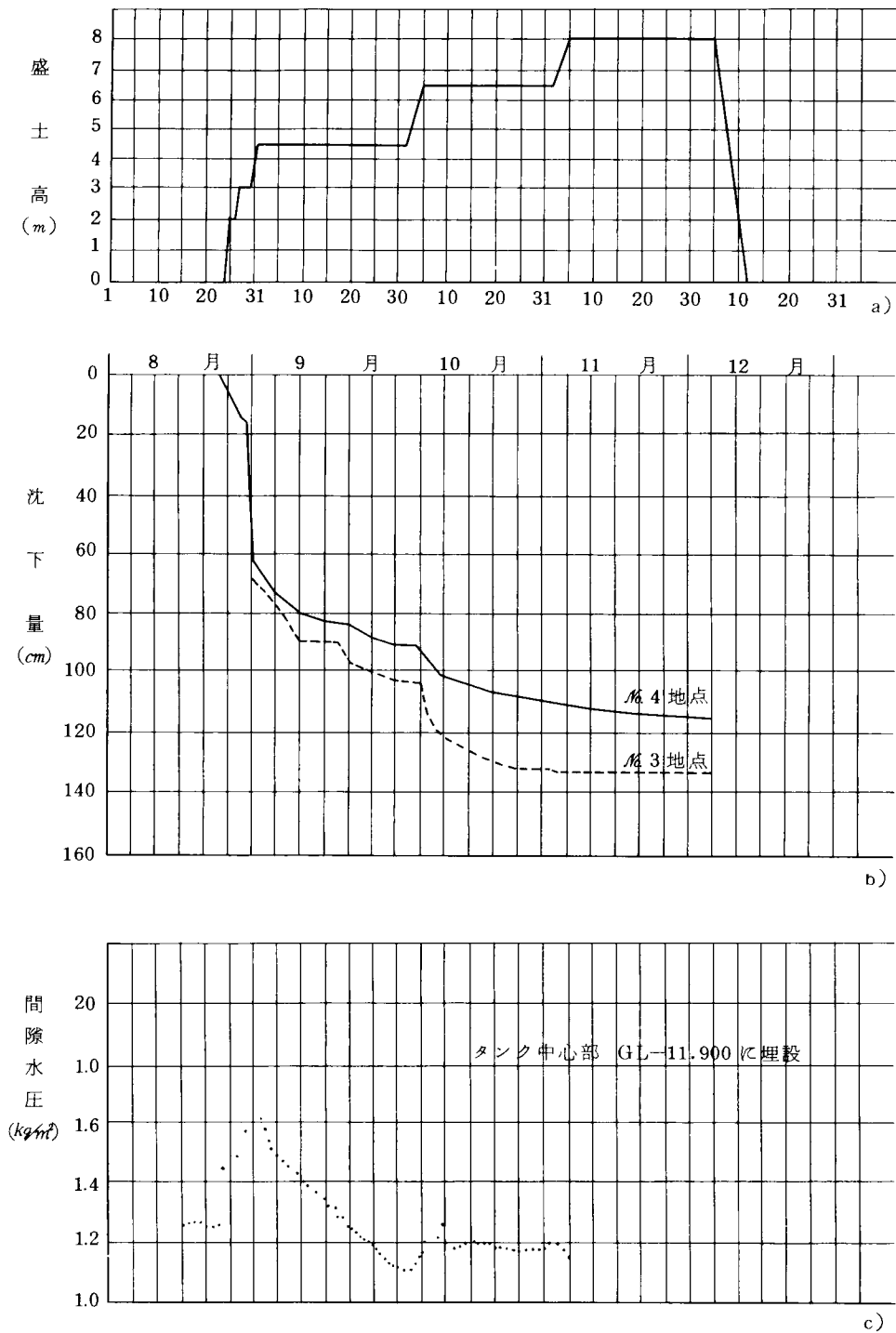


図 2・16 載荷盛土・沈下量・間隙水圧

したことである。もしPACKED-DRAIN打設時に沈下が生じたとしたならば、その沈下量が盛土初期の沈下量に加算されるために、初期の沈下量が大きく計測されたことになる。果してPACKED-DRAINの打設のみによる沈下があり得るだろうかという疑問を生じたのである。もしあり得るならば、どのようなメカニズムによるものであろうか。以後、著者はこの現象を解明するために研究を行ったのである。

まず、最初にタンク基礎の地盤改良にPACKED-DRAIN工法を採用する現場において、PACKED-DRAINの打設による沈下の有無、さらにその沈下量の測定を行ったのである。それらの例について以後述べるものである。

(2) 100,000 klタンク基礎4基建設の実施例（その2）

本実施例は沖縄本島の東海岸に造成された臨海埋立地に、100,000 kl浮屋根タンク4基を同時に建設した実施例である。

(a) 土質調査の位置および調査の方法

土質調査の位置は図2・17に示すように、各タンク中心部1ヶ所、タンク側板部4ヶ所の合計20ヶ所とタンク外のヤード内で1ヶ所総合計21ヶ所の位置で実施した。

調査方法は標準貫入試験併用のロータリー式ボーリングである。沖積層の厚さを調査するとともに、粘性土層においては不攪乱試料を採取し、下記の室内試験を行った。

物理試験として、比重試験、含水試験、粒度試験、液性限界試験、塑性限界試験、単位体積重量試験。

力学試験として、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一面せん断試験、圧密試験。

(b) 土質調査結果の概要

図2・18はタンクTK-1の中心部の土質柱状図を示すものである。図2・19はタンクTK-1のN（北）側、E（東）側の土質柱状図であり、図2・20はタンクTK-1のS（南）とW（西）の土質柱状図である。以下図2・21から図2・23まではタンクTK-2の土質柱状図であり、図2・24から図2・26まではタンクTK-3の土質柱状図で、図2・27から図2・29まではタンクTK-4の土質柱状図である。タンクTK-1、タンクTK-2、タンクTK-3、タンクTK-4の土性概要は表2・3に示すとおりである。

以上の土質条件をふまえて設計を行った。

(c) 石油タンク基礎の設計概要、タンクTK-1基礎の設計概要

(i) 土質条件

設計を行うためにつぎのように土質条件の概略を整理した。

埋立層：埋立層の構成は砂、サンゴの礫玉石が主体であり標準貫入試験のN値は6～23の範囲にある。設計としてはN=15を採用した。

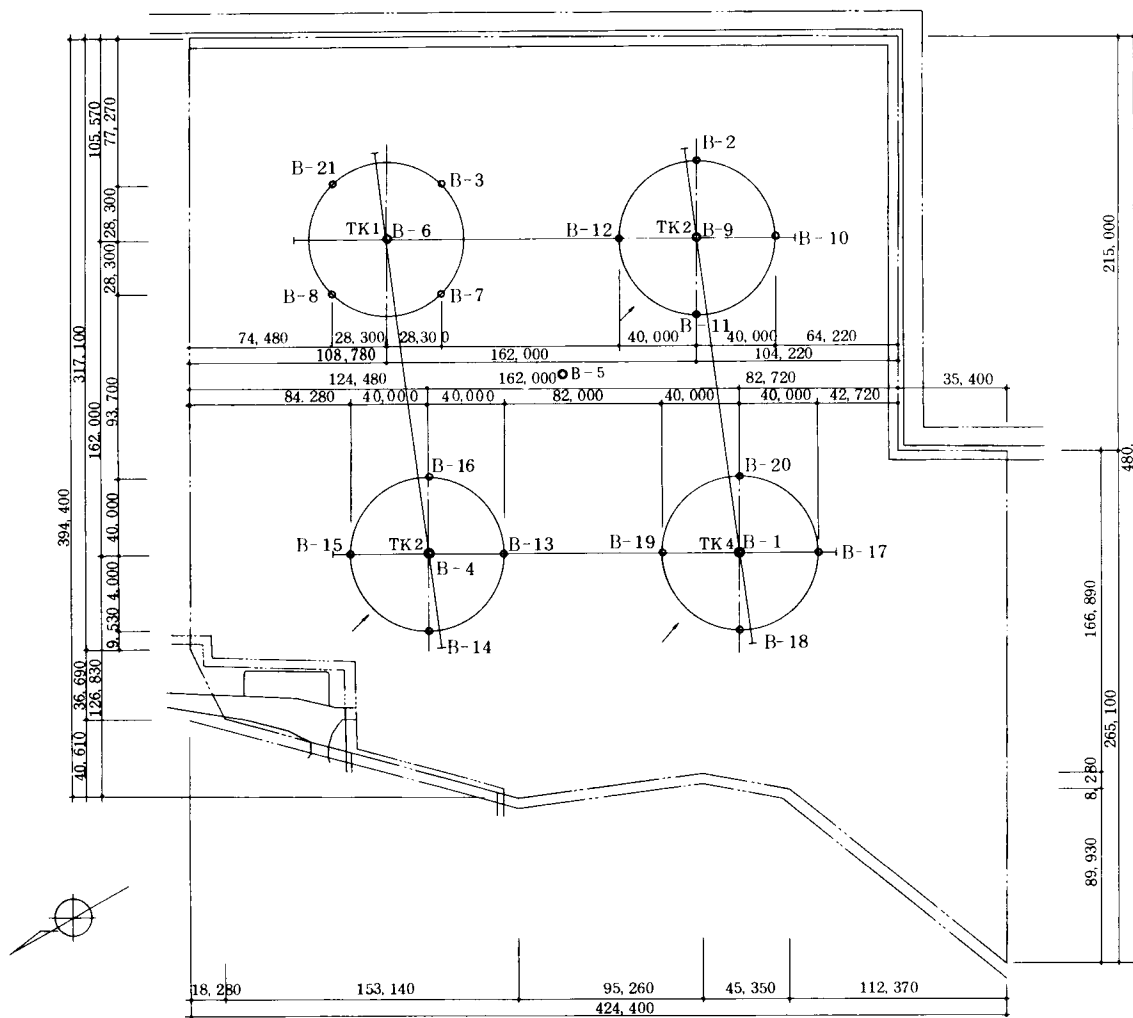


図 2・17 土質調査位置図

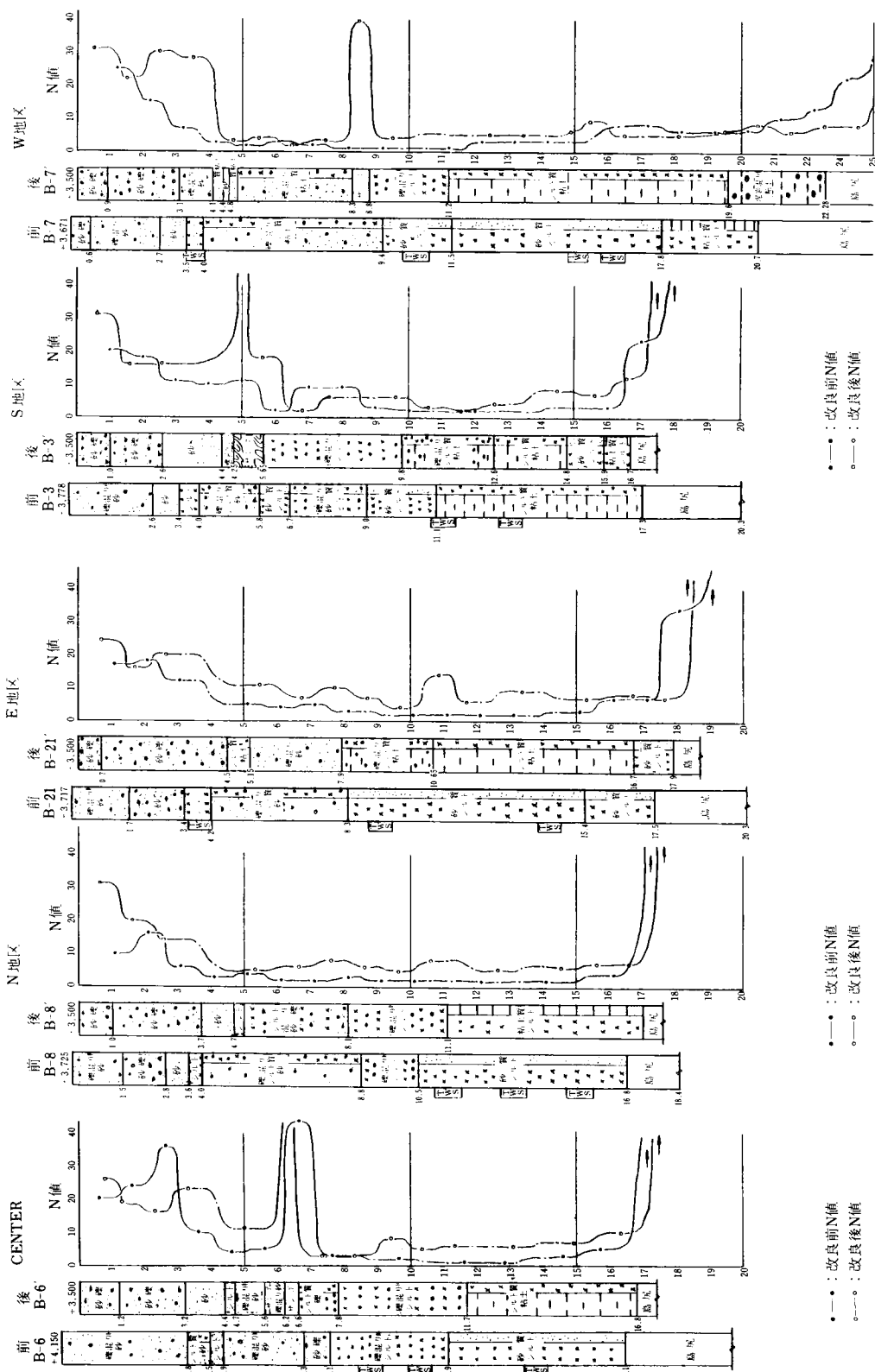


図2・18 タンクTK-1の中心部土質柱状図

図2・19 タンクTK-1のN(北)とE(東)の土質柱状図

図2・20 タンクTK-1のS(南)とW(西)の土質柱状図

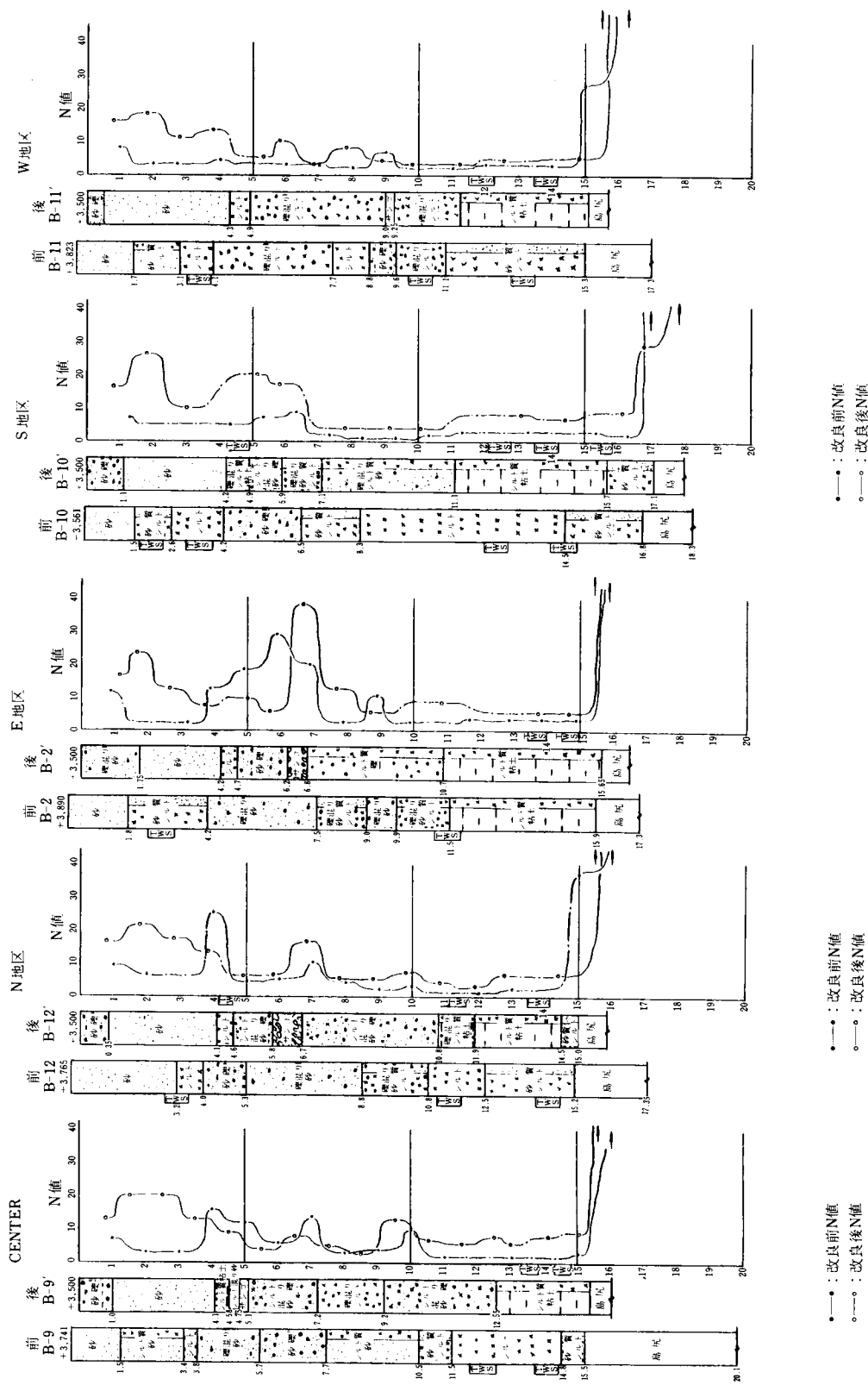


図2・21 タンクTK-2の
中心部の土質柱状図

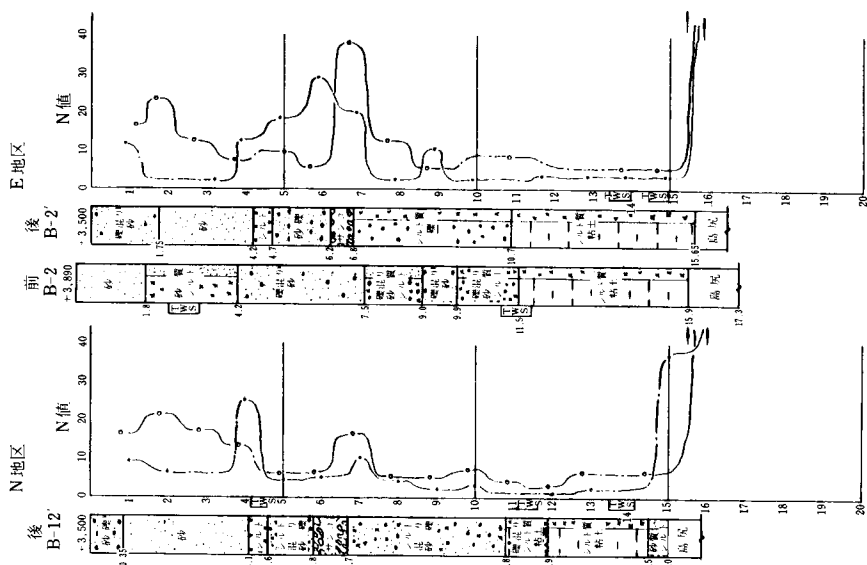


図2・22 タンクTK-2のN(北)とE(東)の
土質柱状図

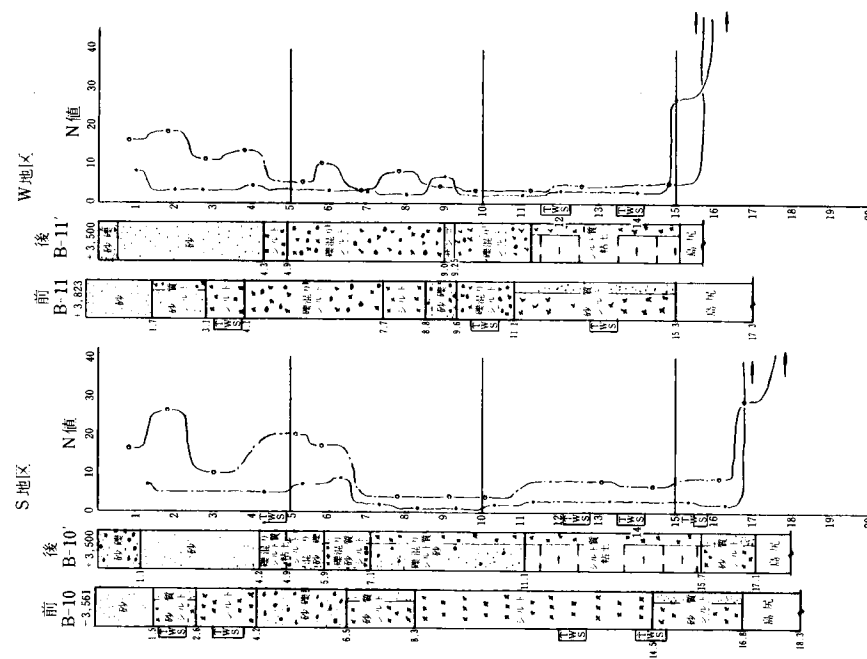


図2・23 タンクTK-2のS(南)とW(西)の
土質柱状図

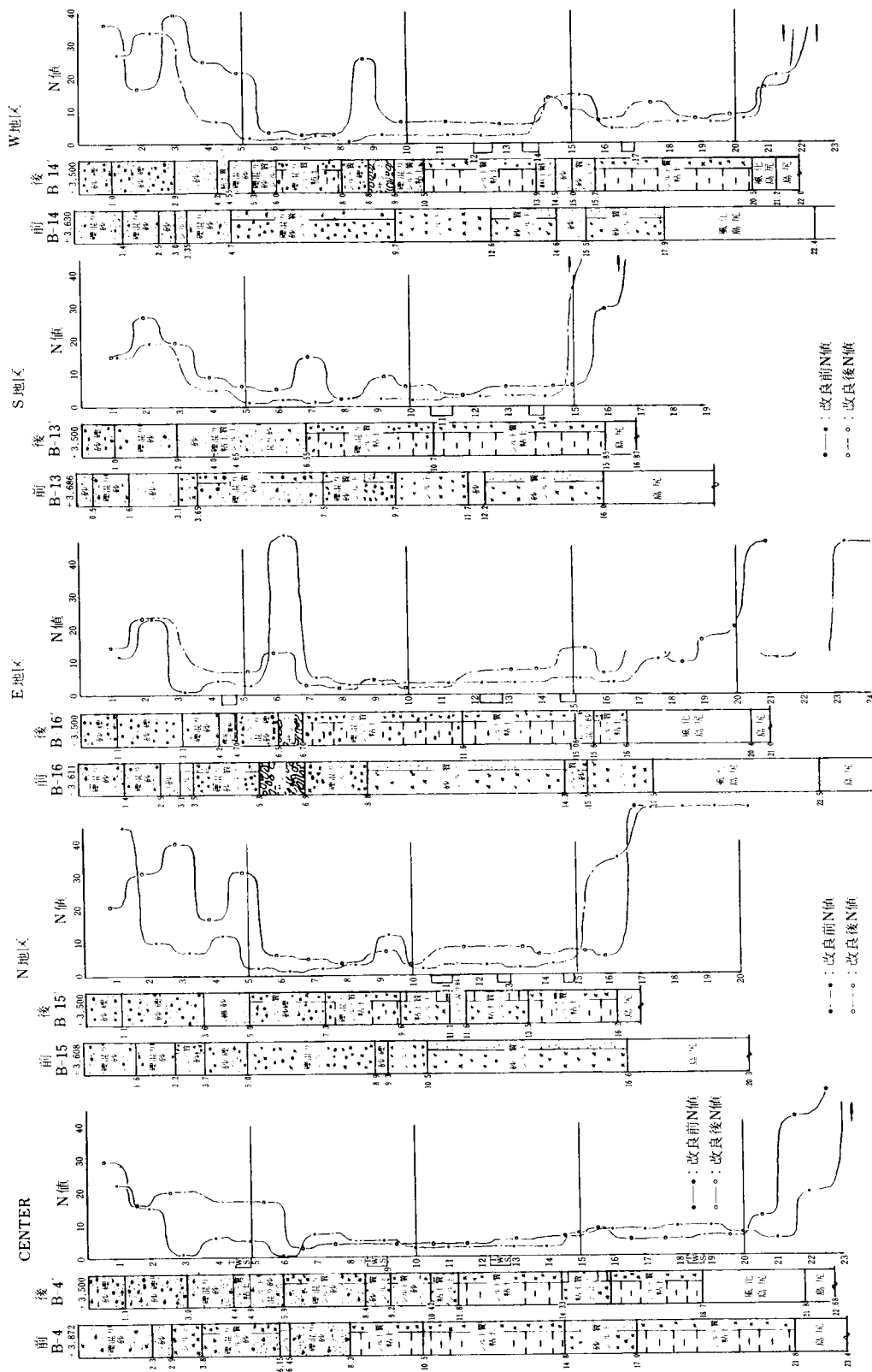


図 2・24 タンク TK-3 の
中心部の土質柱状図

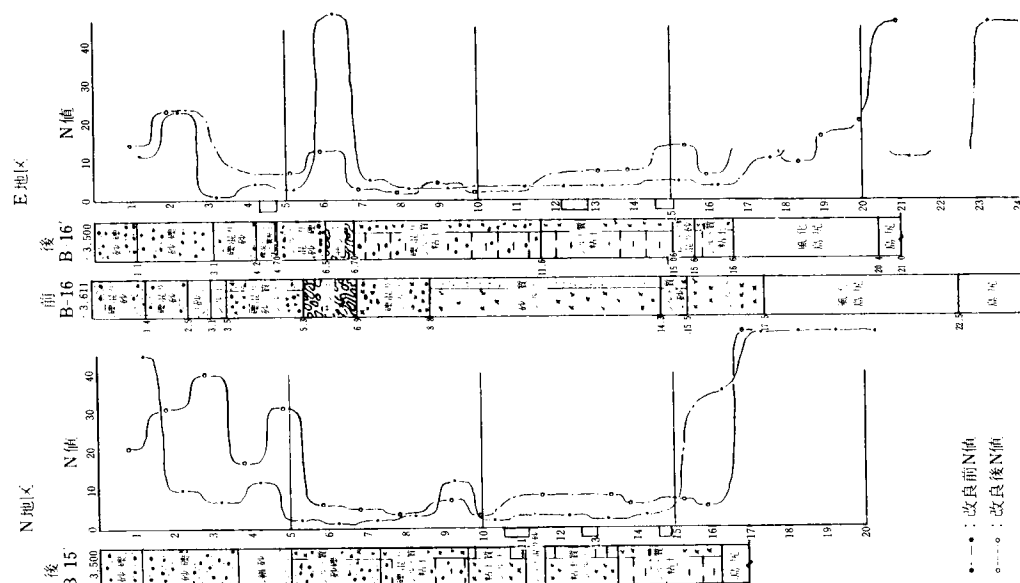


図 2・25 タンク TK-3 の N(北)と E(東)の
土質柱状図

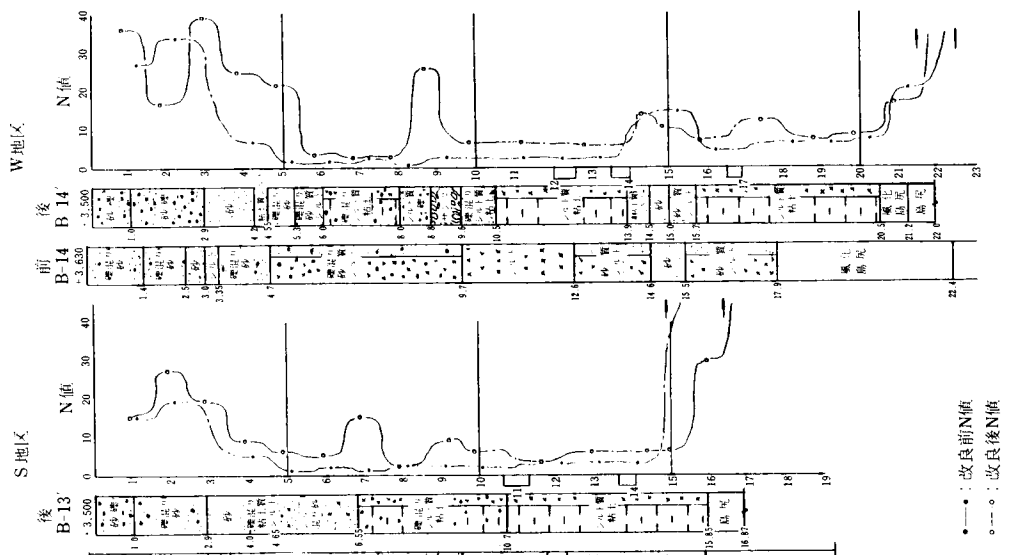


図 2・26 タンク TK-3 の S(南)と W(西)の
土質柱状図

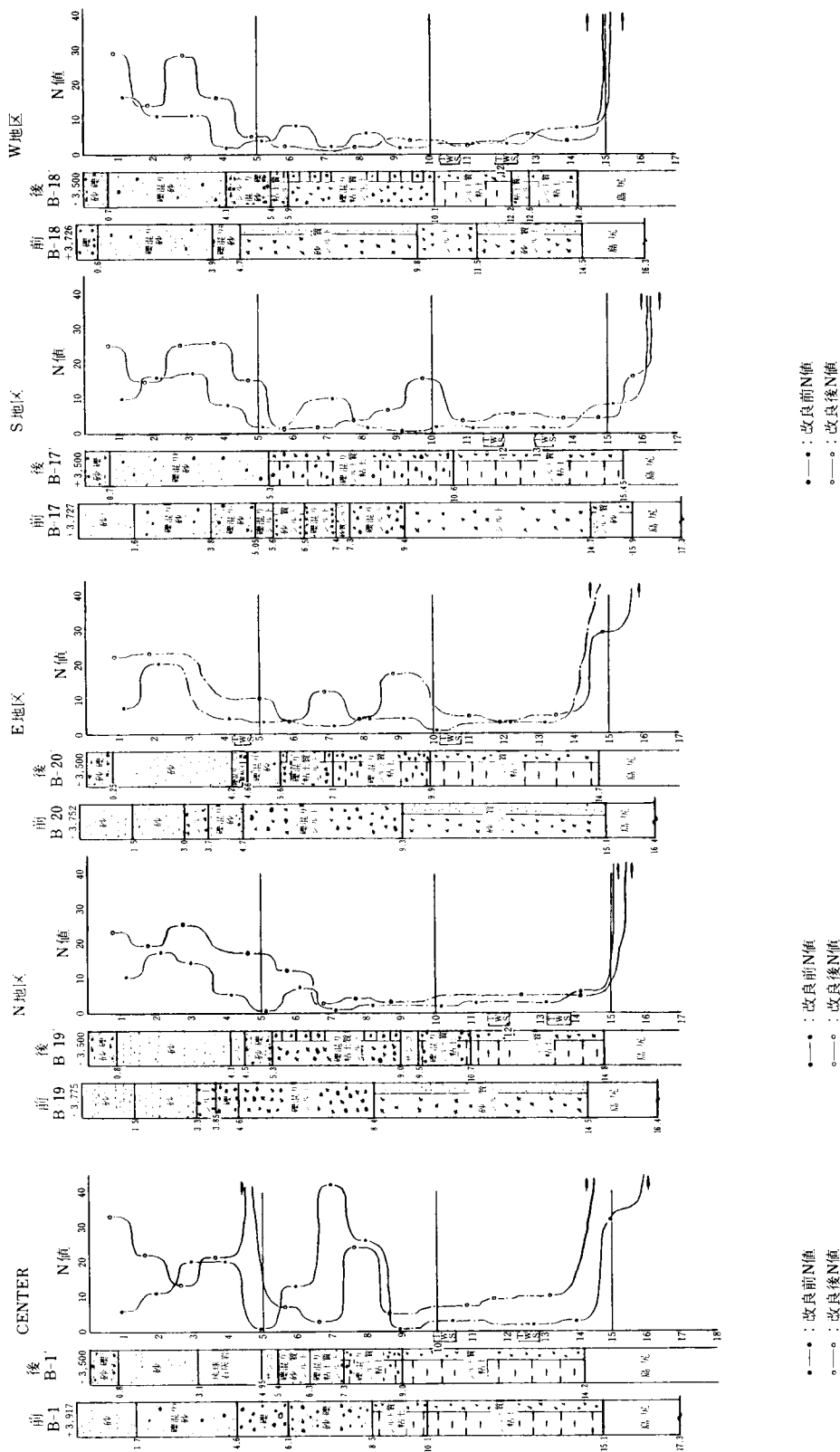


図2・27 タンクTK-4の
中心部の土質柱状図

図2・28 タンクTK-4のN(北)とE(東)の
土質柱状図

図2・29 タンクTK-4のS(南)とW(西)の
土質柱状図

表2・3 土 性 概 要

タンク No.	地盤層序	層 厚	N 値	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	間 隙 比	圧縮指数	圧密係数 (cm/min)
TK-1	埋 立 層	2.62~3.25	6~23	—	—	—	—
	上部シルト層	0.35~0.80	—	0.13~0.49	1.34~1.62	0.34~0.53	9.0×10^{-2}
	砂 質 土 層	1.80~5.39	2~10	—	—	—	—
	中間シルト層	0~3.20	0~4	0.26~0.49	0.95~1.10	0.28~0.31	2.0×10^{-1}
	下部シルト層	6.30~9.20	1~3	0.25~1.67	0.84~1.55	0.30~0.64	1.5×10^{-1}
	風化島尻層	0~7.60	7~36	0.84~1.24	—	—	—
	島尻粘土層	—	>50	4.90~8.89	—	—	—
TK-2	埋 立 層	0.90~2.65	3~15	—	—	—	—
	上部シルト層	0.40~2.40	—	0.38~1.09	1.07~1.40	0.15~0.53	1.0×10^{-1}
	砂 質 土 層	0.80~6.70	4~20	—	—	—	—
	中間シルト層	1.00~4.70	1~3	0.40	1.02	0.37	2.0×10^{-1}
	下部シルト層	4.00~8.50	1~3	0.28~1.25	0.93~1.35	0.34~0.53	1.2×10^{-1}
	風化島尻層	—	—	—	—	—	—
	島尻粘土層	—	>50	4.90~8.89	—	—	—
TK-3	埋 立 層	2.02~2.48	6~30	—	—	—	—
	上部シルト層	0.35~0.90	—	0.17~0.27	1.35~1.48	0.26~0.37	8.0×10^{-2}
	砂 質 土 層	1.30~4.35	2~15	—	—	—	—
	中間シルト層	2.00~5.50	0~5	0.40	1.02	0.37	2.0×10^{-1}
	下部シルト層	6.10~8.70	1~3	0.32~1.34	0.98~1.44	0.38~0.55	1.0×10^{-1}
	風化島尻層	0~5.00	6~39	0.84~1.24	—	—	—
	島尻粘土層	—	>50	4.90~8.89	—	—	—
TK-4	埋 立 層	2.24~3.68	6~20	—	—	—	—
	上部シルト層	0~0.70	—	0.17~0.28	1.59~1.62	0.28~0.63	8.0×10^{-2}
	砂 質 土 層	0.80~3.90	2~27	—	—	—	—
	中間シルト層	0~5.10	0~8	0.40	1.02	0.37	2.0×10^{-1}
	下部シルト層	4.70~6.60	1~8	0.24~0.64	0.82~1.36	0.21~0.52	1.0×10^{-1}
	風化島尻層	—	—	—	—	—	—
	島尻粘土層	—	>50	4.90~8.89	—	—	—

上部シルト層：青灰色を呈した非常に軟らかいシルト層で、N値は1前後と推定され、試験値の範囲は一軸圧縮強度 $q_u = 0.13 \text{ kg/cm}^2 \sim 0.49 \text{ kg/cm}^2$ ，間隙比 $1.34 \sim 1.62$ ，圧縮指数 $0.34 \sim 0.53$ であり，圧密係数は $9.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ である。設計に採用した値はつぎのとおりである。

一軸圧縮強度 $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$

粘着力 $C = 1.0 \text{ t/m}^2$

間隙比 $e_o = 1.40$

圧縮指数 $C_c = 0.47$

圧密係数 $C_v = C_h = 9.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$

砂質土層：本層はシルト，砂，礫によって構成されているが，同一層内においてもシルト分の多い所と砂，礫の多い所がある。さらにこれらが複雑に混り合っているために，土質分類上は砂質となるが，土性は砂質と粘土質の双方の性質をかねそなえているものと考え粘着力と内部摩擦角の両方を考慮した。設計には安全側をとってつぎの値を採用した。

N値 = 2

粘着力 $C = 0.5 \text{ t/m}^2$

中間シルト層：土質はシルト分を主体とするが，砂，礫等が混り合った複雑に堆積している層で，不攪乱試料の採取が難しく，かつ採取試料も試料の状態が悪かったために試験数が少ない。したがってその中より経験的判断を加えて，設計にはつぎのような値を採用した。

一軸圧縮強度 $q_u = 0.41 \text{ kg/cm}^2$ から

粘着力 $C = 2.05 \text{ t/m}^2$

間隙比 $e_o = 0.97$

圧縮指数 $C_c = 0.30$

圧密係数 $C_v = C_h = 2.0 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$

下部シルト層：土質はシルト，砂質シルト分が卓越し，ところどころに有機物，貝ガラ，泥岩の小礫等を混入している。N値は1～3で，試験値の範囲は一軸圧縮強度 $0.25 \sim 1.67 \text{ kg/cm}^2$ ，間隙比 $0.84 \sim 1.55$ ，圧縮指数 $0.3 \sim 0.64$ の範囲であり，圧密係数は $1.5 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ 程度であった。設計にはつぎのような値を採用した。

一軸圧縮強度 $q_u = 0.41 \text{ kg/cm}^2$ から

粘着力 $C = 2.05 \text{ t/m}^2$

間隙比 $e_o = 1.06$

圧縮指数 $C_c = 0.45$

圧縮係数 $G_v = C_h = 1.5 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$

風化島尻層および島尻粘土層：島尻粘土層は本地盤の基盤となる層で暗灰色を呈する泥岩である。N値は50以上の良好な地層で、一軸圧縮強度は $4.9 \sim 8.89 \text{ kg/cm}^2$ である。この層の上部が一部風化された所があり、その部分の固結状態はあまり良くない。N値は $7 \sim 36$ であり、一軸圧縮強度は 0.84 kg/cm^2 の範囲にあった。設計に採用した値はつぎのとおりである。

島尻粘土層 粘着力 $C = 25.0 \text{ t/m}^2$

風化島尻層 粘着力 $C = 6.2 \text{ t/m}^2$

(ii) 設計条件

タンク諸元

タンク容量	公称 100,000 kl
タンク形式	フローティングルーフタンク (F. R. T)
タンク直径	I・D (Inside Diameter) = 80 m
タンク高さ	H = 22 m

設計荷重

タンク本体重量 (単位面積当りに換算)	0.5 t/m ²
タンク内容物重量 (比重 1.0 とし有効高さ 19.8 m)	19.8 t/m ²
盛砂基礎重量 (盛土高 1.0 m)	1.7 t/m ²
合 計	22.0 t/m ²

設計諸条件

本タンク基礎地盤は下記の設計諸条件を満たすものとする。

(a) 支持力の安全率

設計荷重に対する支持力の計算における安全率は 1.5 以上とする。

(b) 計算沈下量

設計荷重に対する計算沈下量はタンク直径に対する不等沈下量の数値の割合が $1/300$ 以下とする。 ($8000 \text{ cm} / 300 \div 26.7 \text{ cm}$)

(c) 砂質地盤の流動化防止

砂質地盤にあっては、地表面から深さ 15m までの地盤が流動化のおそれがないこと。

(d) 圧密度および N 値

粘性土地盤にあっては圧密度試験で、砂質地盤にあっては標準貫入試験でそれぞれ圧密荷重に対して圧密度が 90 % 以上、N 値が平均的に 15 以上の値を有すること。

(iii) 原地盤の検討

(a) 原地盤に直接タンクを建設する場合の支持力の検討

テルツァギーの式からモデファイした次式にて行う。

$$q_{d1} = 1.3 C N_c + 0.3 \cdot r_1 \cdot B \cdot N_r + r_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad 2-③$$

q_{d1} : 地盤の極限支持力 t/m^2

C : 粘着力 t/m^2

B : タンク直径 m

D_f : 地表面からの根入れ深さ m

r_1, r_2 : それぞれ根入下方および上方の土の有効単位体積重量

N_c, N_q, N_r : 支持力係数

タンク基礎は盛砂基礎を有するために根入深さ $D_f = 0$ とする。計算結果は表 2・4 支持力の算定結果表に示すとおりである。表 2・4 に示すように埋立層および砂質土層以外は支持力不足でありタンク基礎地盤とするためには、支持力の増加をはかる必要がある。

表 2・4 支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は(N)	$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N} + 15$)	N_c	N_r	q_{d1}	安 全 率
埋 立 層	(15)	32°	—	10.4	$174.7 t/m^2$	$7.9 > 1.5$
上部シルト層	$1.0 t/m^2$	0°	5.3	—	$6.9 t/m^2$	$0.31 < 1.5$
砂 質 土 層	$0.5 t/m^2$ 及び(2)	21°	8.0	2.25	$43.0 t/m^2$	$1.95 > 1.5$
中間シルト層	$2.05 t/m^2$	0°	5.3	—	$14.1 t/m^2$	$0.64 < 1.5$
下部シルト層	$2.05 t/m^2$	0°	5.3	—	$14.1 t/m^2$	$0.64 < 1.5$
島尻粘土層	$6.2 t/m^2$	0°	5.3	—	$42.8 t/m^2$	$1.95 > 1.5$

(b) 原地盤に直接タンクを建設する場合の沈下量の検討

沈下量の計算は、粘性土層にあつては 2-④式、砂質土層にあつては 2-⑤式にて行う。

$$S = \int \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_0} dz \quad 2-④$$

$$S = 0.04 \int \frac{P_1}{N} \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_1} dz \quad 2-⑤$$

S : 沈下量

C_c : 圧密試験より求めた圧縮指数

e_0 : 初期間隙比

P_1 : 有効土被り荷重

ΔP : 設計荷重による増加応力

P_0 : 圧密降荷重

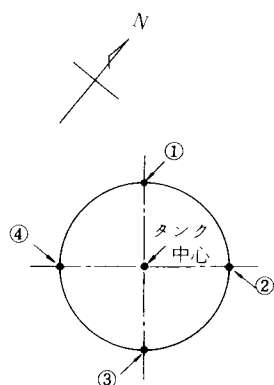
Z : 地表面からの深さ

N : 標準貫入試験値

計算結果は表 2・5 沈下量の算定結果表に示すとおりである。

表 2・5 沈下量の算定結果表

(単位 cm)



位置 対象土層 No.	タンク側板部					タンク 中心
	①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層	1.0	1.5	2.0	2.5		1.4
上部シルト層	11.2	7.0	6.0	4.7		5.6
砂質土層	11.2	1.9	29.6	22.8		12.9
中間シルト層		29.2	15.0			
下部シルト層	81.0	71.4	48.3	62.0		122.2
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—
合 計	104.4	111.0	100.9	92.0	19.0	142.1

(c) 原地盤に直接タンクを建設する場合の圧密時間の検討

原地盤に直接タンクを建設する場合の圧密時間の計算は次式で行った。

$$t = \frac{H^2 T_v}{C_v} \quad 2-⑥$$

t : 圧密所要時間

H : 被圧密層厚 (両面透水の場合 $H/2$)

T_v : 時間係数

表 2・6 は圧密率 $U\%$ と時間係数 T_v との関係を示す。圧密所要時間の計算結果は表 2・7 圧密時間の算定結果表どおりである。表 2・7 に示すごとく、上部シルト層に関しては全く問題ないが、中間シルト層ならびに下部シルト層では圧密率 90% に達するに必要な日数は 7 年～13 年となる。その結果人工的に圧密の促進をはかる必要があった。

(d) 砂質地盤の流動化に対する検討

表 2・6 圧密率 $U\%$ と時間係数 T_v との関係

圧密率 $U\%$	10	20	30	40	50	60	70	80	90
時間係数 T_v	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848

表 2・7 圧密時間の算定結果表

ボーリング No.及び 位 置	対象土層	層厚 cm	圧密係数 cm/min	所 要 圧 密 日 数							
				20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
B-6 中 心	上部シルト層	17	9.0×10^{-2}	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7	1.0	1.3	2.0
	下部シルト層	905	1.5×10^{-1}	117.5	269.2	477.8	765.0	1088.2	1528.1	2150.0	3215.4
B-21 45°	上部シルト層	40	9.0×10^{-2}	0.4	0.9	1.6	2.4	3.5	5.0	7.0	10.5
	下部シルト層	920	1.5×10^{-1}	121.5	278.2	493.7	771.9	1124.6	1579.2	2221.8	3322.9
B-3 135°	上部シルト層	30	9.0×10^{-2}	0.2	0.5	0.9	1.4	2.0	2.8	3.9	5.9
	中間 下部シルト層	1105	1.5×10^{-1}	175.2	401.4	712.3	1113.6	1622.4	2278.1	3205.2	4793.7
B-7 225°	上部シルト層	25	9.0×10^{-2}	0.2	0.3	0.6	1.0	1.4	1.9	2.7	4.1
	中間 下部シルト層	812	1.5×10^{-1}	94.6	216.7	384.5	601.1	875.8	1229.7	1730.2	2587.7
B-8 315°	上部シルト層	20	9.0×10^{-2}	0.1	0.2	0.4	0.6	0.9	1.2	1.8	2.6
	下部シルト層	800	1.5×10^{-1}	91.9	210.4	373.3	583.7	850.4	1194.1	1679.9	2512.6

砂質地盤の流動化の可能性の有無を支配する要因、条件については、現在全て解明されているわけではないが、著者はつぎのような諸条件を設けて検討を行った。

① 地盤面から15mないし20mの深さ以内にある。

② 純粋な砂層で、粒径が均一なものからなる。 D_{50} が2mm以下で均等係数 U_c が10以下の粒径の均一な砂。特に U_c が5以下の場合には危険性が高い。

③ 地下水位以下にあって飽和されている。

④ 締めり方がゆるく細粒分含有率の区分に応じ、表2・8細粒分含有率とN値の関係に示す標準貫入試験値以下であるもの。

上記の諸条件を原地盤に対比させると、①、③の項はあてはまるが、②項については均等係数 U_c が23.7～90.7と非常に大きく粒度構成上流動化の危険性の少ない砂層であり、④項について細粒分含有率が11%～34%でN値が6～23である。

したがって、当砂質土層に関する流動化の危険性は少ないと見てよいものと思われたが、

表 2・8 細粒分含有率とN値の関係

細粒分含有率	標準貫入試験値
5%未満	12～15
5%以上10%以下	8～12
10%以上35%未満	6～7

N値のバラツキが多いことを考慮するとN値の平均化をはかることが望ましいと考えた。以上、原地盤の支持力、沈下、圧密所要時間、流動化の問題について検討した結果、タンク基礎地盤として利用するためには、支持力の増加、沈下量の低減、圧密時間の短縮、砂質土層のN値の平均化をはかる必要があり、地盤改良工法で対処するものとした。

(iv) 地盤改良工法の選定

原地盤の検討結果により、タンク基礎地盤とするためには粘性土層にあっては、支持力の増加と圧密時間の短縮、砂質土にあってはN値の平均化をはかることが望ましい。地盤改良の主目的を粘性土層におくか、砂質土層におくかによって地盤改良工法も基本的に変る。しかし本地盤においては、最も重要な支持力が粘性土層に支配されているところから、その地盤改良の主目的が粘性土層の支持力増強と圧密時間の短縮にある。

このような目的を果すための工法としては、サンドドレーン工法とプレロードの併用が最も適するものと考えられるが、従来のサンドドレーンは種々な問題があるので、この点を改良、解決した改良型サンドドレーンであるPACKED-DRAIN工法を採用したのである。しかも本工法は打設時の機械的振動による砂質土層の締め固め効果も期待できる。従って、工法としてPACKED-DRAIN工法+PRE-LOADの併用工法にて地盤改良を行ったものである。

(v) 地盤改良工法の設計

(a) プレロードの設計

タンク基礎地盤として必要な粘着力は2-③式 $q_{d1} = 1.3 C N_c + 0.3 \cdot B N_r \gamma_1 + \gamma_2 D_f \cdot N_q$
より $D_f = 0$, $\phi = 0$, 設計荷重 $q_{d1} = 22 \text{ t/m}^2$ から $q_{d1} = 1.3 C N_c$

$$C = \frac{q_{d1}}{1.3 N_c} = \frac{22}{1.3 \times 5.3} \div 3.2 \text{ t/m}^2$$

安全率を1.5とすると

$$C = 3.2 \times 1.5 = 4.8 \text{ t/m}^2$$

したがって、各層の初期粘着力および強度増加率、必要とする粘着力は表2・9のとおりである。尚、強度増加率は三軸圧縮 C_u 試験の結果による。

表2・9 必要載荷量

対象土層	必要粘着力	初期粘着力	強度増加率	必要増加粘着力	必要載荷重
上部シルト層	4.8 t/m ²	1.0 t/m ²	0.30	3.8 t/m ²	12.7 t/m ²
中間シルト層	4.8 t/m ²	2.05 t/m ²	0.30	2.75 t/m ²	9.2 t/m ²
下部シルト層	4.8 t/m ²	2.05 t/m ²	0.30	2.75 t/m ²	9.2 t/m ²

＜プレロードの形式と形状＞

プレロードの形式は盛土形式とし、その盛土形状は増加粘着力および沈下を考慮して、図 2・30 プレロードの形状に示すとおりである。

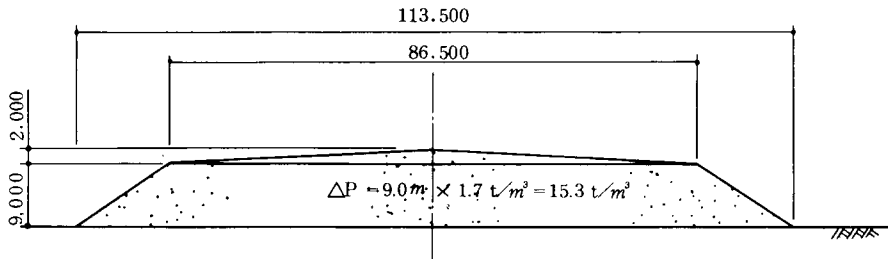


図 2・30 プレロードの形状

(b) プレロードの段階盛土の検討

盛土高さの算定は次の 2-⑦式によって行った。

$$h = \frac{1.3 \cdot C \cdot N_c}{F_s \cdot r} \quad 2-⑦$$

h : 盛土高

C : 粘着力

N_c : 支持力係数 (5.3)

F_s : 安全率 (1.5)

r : 土の単位体積重量 (1.7 t/m³)

第 1 段載荷盛土高

上部シルト層 $C_o = 1.0 \text{ t/m}^2$

$$h_1 = \frac{1.3 \times 5.3 \times 1.0}{1.5 \times 1.7} = 2.7 \text{ m}$$

中間, 下部シルト層 $C_o = 2.05 \text{ t/m}^2$

$$h'_1 = \frac{1.3 \times 5.3 \times 2.05}{1.5 \times 1.7} = 5.5 \text{ m}$$

$h_1 < h'_1$ であるから第 1 段盛土高は 2.7 m とする。

第 2 段載荷盛土高

上部シルト層

第 1 段載荷盛土による粘着力の増加分 ΔC は $\Delta C_1 = 0.3 \times 2.7 \times 1.7 = 1.37 \text{ t/m}^2$

$$h_2 = \frac{1.3 \times 5.3 (1.0 + 1.37)}{1.5 \times 1.7} = 6.4 \text{ m}$$

中間，下部シルト層は上部シルト層より支持力は大であるので，上部シルト層により盛土高が決まる。第2段載高は6 mまでとした。

第3段载荷盛土高

上部シルト層

$$\Delta C_2 = 0.3 \times 6.0 \times 1.7 \div 3.06 \text{ t/m}^2$$

$$h_3 = \frac{1.3 \times 5.3 \times (1.0 + 3.06)}{1.5 \times 1.7} \div 10.8 \text{ m}$$

中間，下部シルト層

$$\Delta C'_2 = 0.3 \times 6.0 \times 1.7 = 3.06 \text{ t/m}^2$$

$$h'_3 = \frac{1.3 \times 5.3 \times (2.05 + 3.06)}{1.5 \times 1.7} \div 15 \text{ m}$$

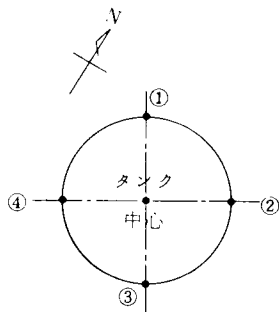
以上の結果からプレロードは，2.7 m，6.0 m，9.0 mの3段階盛土とした。

(c) プレロードによる沈下量

プレロードの盛土荷重による沈下量は，表2・10沈下量の算定結果表のとおりである。

表2・10 沈下量の算定結果表

(単位 cm)



位置 対象土層 No.	タンク側板部					タンク 中心
	①	②	③	④	不等沈下層	
埋立層	1.8	1.9	3.0	3.9		1.6
上部シルト層	13.0	8.5	7.1	5.6		5.2
砂質土層	13.8	2.3	36.6	27.8		11.7
中間シルト層		33.6	17.0			
下部シルト層	93.0	81.7	54.7	80.0		110.0
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—
合計	121.6	128.0	118.4	117.3	10.7	129.5

(vi) PACKED-DRAINの設計

プレロードの設計において，盛土の段階数は三段階で行う必要があるとの結果になった。

現地盤上に盛土をするとすれば，圧密率90%に要する日数は1段階荷重に対して3,323日，3段階荷重までに要する日数は約10,000日になるために，PACKED-DRAIN工法で圧密を促進させて工期の短縮をはかった。

(a) PACKED-DRAINの打設間隔

- ① 1段階の载荷期間は圧密率90%に対し40日程度とする。
- ② 上部シルト層は層厚が薄く両面透水と考えられる上に，ドレーンの打設により水平

方向の排水も考慮できるので計算の対象外とした。

③ 中間，下部シルト層を計算の対象とし水平方向の圧密係数 $C_h = 1.7 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ を計算値として採用した。

圧密時間の計算は次式によって行った。

$$2 - \text{⑥式} \quad t = \frac{d_e^2}{C_h} T_h$$

$$d_e = 1.128 H \text{ (正方形配置)}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

t : 圧密所要時間

d_e : ドレーンの有効径

H : ドレーンの中心間隔

d_w : ドレーンの直径

T_h : 時間係数

C_h : 水平方向の圧密係数

直径12cmのPACKED-DRAINを1.2 m間隔で正方形に配置すると，

$$d_w = 12 \text{ cm} \quad H = 120 \text{ cm}$$

$$d_e = 1.128 H = 135.4 \text{ cm}$$

$$n = d_e/d_w = 11.28$$

$$t = \frac{d_e^2}{C_h} \cdot T_h = \frac{135.4^2 \times T_h}{1.7 \times 10^{-1} \times 24 \times 60} = 74.9 T_h$$

$n = 11.28$ に対する圧密率と時間係数 T_h との関係図 2・3 サンドドレーンによる圧密曲線， $d_e/d_w - T_h$ から圧密率と所要日数との関係は，表 2・11のごとくとなる。

表 2・11の計算結果から1段載荷放置期間は圧密率90%に対して $t_{90} = 37$ 日となり，設計条件を満足できるものであった。

表 2・11 圧密率と所要日数

中間，下部シルト層 $C_h = 1.7 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$	項 目 \ 圧密率		10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
			T_h	0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341
	t (日)		1.6	3.5	5.7	8.1	11.0	14.6	19.0	25.5	36.5
	沈下量	中 心	13.0	25.9	38.9	51.8	64.8	77.7	90.7	103.6	116.6
		側部 (平均)	12.1	24.3	36.4	48.5	60.7	72.8	84.9	97.1	109.2

(b) 地盤改良平面範囲

地盤改良の平面範囲はタンク側板より外側10mまでの円で囲まれた範囲とした。すなわちタンク中心を同心とする半径50mの円に囲まれた範囲とした。

PACKED-DRAINの概略設計は図2・11 PACKED-DRAIN設計図表から、 $C_h \div C_v = 1.7 \times 10^{-1} \text{cm}^2/\text{min} = 2.83 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ ，縦軸1.2 mから曲線90%の交点を横軸におろすと105 H，これを2.83で除すると37日。同様に図2・12において縦軸 $U = 90\%$ とり1.2 mの交点を横軸におこすと約105日これを2.83で除すと37日となる。

(vii) 地盤改良後のタンク基礎地盤

(a) 支持力

地盤改良後の地盤の支持力は表2・12地盤改良後の支持力の算定結果表のとおりとなり，設計条件を満足したタンク基礎地盤となりうる。

表2・12 地盤改良後の支持力の算定結果表

算定対象土層	C又は(N)		$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N+15}$)	N_c	N_r	q_{dt} (t/m^2)	安全率
	改良前	改良後					
埋立層	(15)	(15)	32°	—	10.4	174.7	7.9
上部シルト層	1.0 t/m^2	5.59 t/m^2	0°	5.3	—	38.6	1.75
砂質土層	0.5 t/m^2 及び(2)	1.0 t/m^2 (5)	25°	10.0	3.5	71.8	3.26
中間シルト層	2.05 t/m^2	6.64 t/m^2	0°	5.3	—	45.8	2.08
下部シルト層	2.05 t/m^2	6.64 t/m^2	0°	5.3	—	45.8	2.08
島尻粘土層	6.2 t/m^2	6.2 t/m^2	0°	5.3	—	42.8	1.95

(b) 沈下量

地盤改良後タンク満水時荷重により生ずる沈下量は表2・13沈下量の算定結果表に示すとおりであり，不等沈下量も僅かで安全なタンク基礎地盤となる。

表2・13 沈下量の算定結果表

(単位 cm)

位置 測点	タンク側板部					タンク 中心	備 考
	①	②	③	④	不等沈下量		
原地盤に直接タンクを載せた時の沈下量	104.4	111.0	100.9	92.0	19.0	142.1	
地盤改良により生ずる沈下量	112.0	116.4	111.1	109.2	7.2	118.5	プレロード時は90%圧密完了
地盤改良後タンクを載せてから生ずる沈下量	0	0	0	0	0	23.6	< 26.7

(c) 砂質地盤の流動化に対して

前述のごとく、原地盤の検討結果からも当砂質土層は流動化の危険性は少ないが、地盤改良によって平面的にも深度的にも均一な密度に締め固められるので、より危険性の少ない地盤となることが推定された。

以上がPACKED-DRAIN工法をタンク基礎に適用した時の理論的考え方の一例である。この実施例4基のうちタンクナンバー TK-1 のタンクについて比較的詳細に述べたので、TK-2 タンク、TK-3 タンク、TK-4 タンクについては、その設計の結果のみを示すものとする。

<TK-2 タンクの設計結果>

土性概要は表2・3に示すとおりである。

原地盤の支持力は表2・14支持力の算定結果表に示すとおりである。

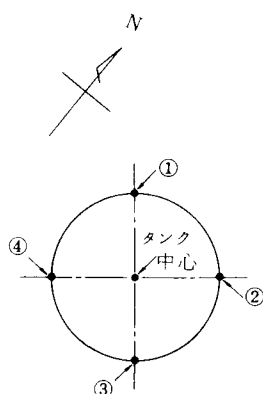
原地盤に直接タンクを建設する場合の沈下量は表2・15沈下量の算定結果表に示すとおりである。

表2・14 支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は(N)	$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N + 15}$)	N_c	N_r	q_{d1}	安全率
埋立層	(7)	27°	—	4.2	70.6 t/m ²	3.21 > 1.5
上部シルト層	2.4 t/m ²	0°	5.3	—	16.6 t/m ²	0.75 < 1.5
砂質土層	0.5 t/m ² 及び(4)	24°	9.8	3.1	58.4 t/m ²	2.65 > 1.5
中間シルト層	2.0 t/m ²	0°	5.3	—	13.8 t/m ²	0.63 < 1.5
下部シルト層	2.0 t/m ²	0°	5.3	—	13.8 t/m ²	0.63 < 1.5
島尻粘土層	25.0 t/m ²	0°	5.3	—	172.5 t/m ²	7.84 > 1.5

表2・15 沈下量の算定結果表

(単位 cm)



位置 対象土層 No.	タンク側板部					タンク 中心
	①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層	2.9	0	4.1	4.7		7.7
上部シルト層	9.3	31.1	19.1	11.8		6.5
砂質土層	6.8	2.8	3.5	1.4		18.1
中間シルト層	18.0	15.7	19.5	52.4		11.7
下部シルト層	37.5	52.2	75.4	51.0		48.7
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—
合計	74.5	101.8	121.6	121.3	47.1	92.7

表 2・16 圧密時間の算定結果表

ボーリング No. 及び 位置	対象土層	層厚 cm	圧密係数 cm^2/min	所要圧密日数							
				20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
B-9 中心	上部シルト層	20	1.0×10^{-1}	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.1	1.6	2.4
	中間 下部シルト層	477	1.2×10^{-1}	40.8	93.5	165.9	259.4	377.9	530.6	746.6	1116.6
B-12 0°	上部シルト層	40	1.0×10^{-1}	0.3	0.8	1.4	2.2	3.2	4.5	6.3	9.4
	中間 下部シルト層	595	1.2×10^{-1}	63.5	145.5	258.1	403.6	588.0	825.6	1161.6	1737.3
B-2 90°	上部シルト層	120	1.0×10^{-1}	3.1	7.1	12.6	19.7	28.7	40.3	56.7	84.8
	中間シルト層	75	2.0×10^{-1}	0.6	1.4	2.5	3.9	5.6	7.9	11.1	16.6
	下部シルト層	600	1.2×10^{-1}	64.6	147.9	262.5	410.4	597.9	839.6	1181.2	1766.7
B-10 180°	上部シルト層	80	1.0×10^{-1}	1.4	3.2	5.6	8.8	12.8	17.9	25.2	37.7
	中間 下部シルト層	990	1.2×10^{-1}	175.8	402.7	714.7	1117.4	1627.8	2285.8	3215.9	4809.8
B-11 270°	上部 中間シルト層	306	2.0×10^{-1}	10.1	23.1	40.9	64.0	93.3	131.0	184.3	275.7
	下部シルト層	570	1.2×10^{-1}	58.3	133.5	237.0	370.4	539.6	757.7	1066.0	1594.4

表 2・17 必要載荷量

対象土層	必要粘着力	初期粘着力	強度増加率	必要増加粘着力	必要載荷重
上部シルト層	4.8 t/m ²	2.4 t/m ²	0.30	2.4 t/m ²	8.0 t/m ²
中間シルト層	4.8 t/m ²	2.0 t/m ²	0.30	2.8 t/m ²	9.3 t/m ²
下部シルト層	4.8 t/m ²	2.0 t/m ²	0.30	2.8 t/m ²	9.3 t/m ²

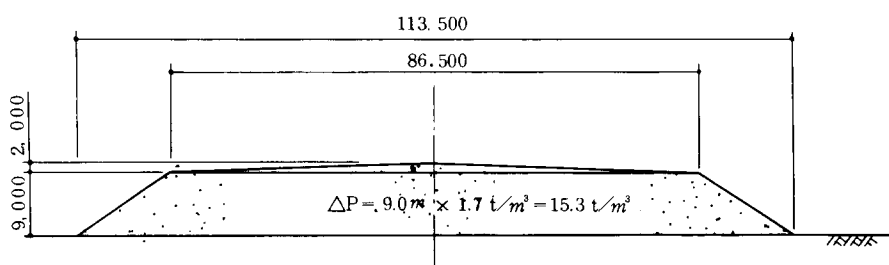
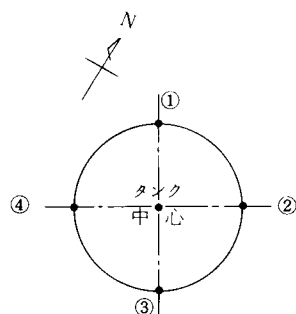


表 2・18 プレロードによる沈下量の算定結果表

(単位 cm)



位置 対象土層 No.	タンク側板部					タンク 中心
	①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層	3.4	0	4.8	5.5		6.6
上部シルト層	10.9	36.4	22.5	13.9		5.6
砂質土層	8.1	3.4	4.3	1.6		14.9
中間シルト層	20.5	17.9	22.1	60.1		10.1
下部シルト層	42.6	58.9	84.5	57.5		41.1
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—
合 計	85.5	116.6	138.2	138.6	53.1	78.3

表 2・19 圧密率と所要日数

中間, 下部シルト層 $C_h = 1.4 \times 10^{-1}$ cm/min	項目 \ 圧密率		10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
	T _h		0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
	t (日)		22.0	4.3	6.9	9.8	13.4	17.7	23.1	31.0	44.4
	沈下量	中 心	7.8	15.7	23.5	31.3	39.2	47.0	54.8	62.6	70.5
		側部(平均)	12.0	23.9	35.9	47.9	59.9	71.8	83.8	95.8	107.8

表 2・20 地盤改良後の支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は (N)		$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N+15}$)	N_c	N_r	q_{d1} (t/m ²)	安 全 率
	改 良 前	改 良 後					
埋立層	(7)	(15)	32°	—	10.4	174.7	7.9
上部シルト層	2.4 t/m ²	6.99 t/m ²	0°	5.3	—	48.2	2.19
砂質土層	0.5 t/m ² 及び (4)	1.0 t/m ² 及び (5)	25°	10.0	3.5	71.8	3.26
中間シルト層	2.0 t/m ²	6.59 t/m ²	0°	5.3	—	45.5	2.07
下部シルト層	2.0 t/m ²	6.59 t/m ²	0°	5.3	—	45.5	2.07
島尻粘土層	25.0 t/m ²	25.0 t/m ²	0°	5.3	—	172.5	7.84

表 2・21 沈下量の算定結果表

(単位 cm)

位置 測点	タンク側板部					タンク 中心	備 考
	①	②	③	④	不等沈下量		
原地盤に直接タンクを載せた時の沈下量	74.5	101.8	121.6	121.3	47.1	92.7	
地盤改良により生ずる沈下量	79.2	110.6	125.9	125.5	46.7	73.2	プレロード時の 90%圧密完了
地盤改良後タンクを載せてから生ずる沈下量	0	0	0	0	0	19.5	< 26.7

原地盤に直接タンクを建設する場合の圧密時間の検討結果は表 2・16 圧密時間の算定結果表に示すとおりである。

プレロードの設計結果は表 2・17 必要載荷量に示すとおりであり、その形状は図 2・31 に示す形状である。

プレロードによる沈下量は表 2・18 プレロードによる沈下量の算定結果表に示すとおりである。

直径 12cm の PACKED-DRAIN を 1.2 m 間隔で正方形に打設した場合の圧密率 U% と、それに要する所要日数との関係は表 2・19 に示すとおりである。地盤改良深度は 14m とした。地盤改良平面範囲は TK-1 タンクと同じである。

地盤改良後のタンク基礎地盤の支持力は表 2・20 地盤改良後の支持力算定表、沈下量は表 2・21 沈下量の算定結果表にそれぞれ示すとおりである。

＜TK-3 タンクの設計結果＞

土性概要は表 2・3 に示すとおりである。

原地盤に直接タンクを建設する場合の支持力の検討結果は表 2・22 支持力の算定結果表、沈下量の検討結果は表 2・23 沈下量の算定結果表にそれぞれ示すとおりである。

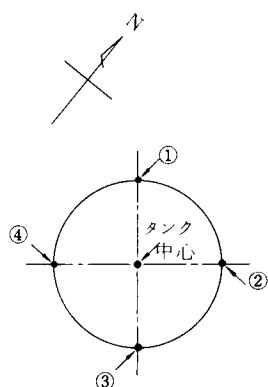
鉛直ドレーンなしで、原地盤に直接タンクを建設する場合の圧密時間の検討結果は、表 2・24 圧密時間の算定結果表に示すとおりである。プレロードの設計結果は表 2・25 必要載荷量に示すとおりであり、その形状は図 2・32 に示す形状である。プレロードによる沈下量は表 2・26 プレロードによる沈下量の算定結果表に示すとおりである。直径 12cm の PACKED-DRAIN を 1.2 m 間隔で正方形に打設した場合の圧密率 U% と、それに要する所要日数との関係は表 2・27 に示すとおりである。地盤改良深度は 21m とした。地盤改良の平面的な範囲は TK-1 タンク、TK-2 タンクと同じである。

表 2・22 支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は (N)	$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20 \over N + 15}$)	N _c	N _r	q _{d1}	安全率
埋立層	(15)	32°	—	10.4	174.7 t/m ²	7.94 > 1.5
上部シルト層	1.0 t/m ²	0°	5.3	—	6.9 t/m ²	0.31 < 1.5
砂質土層	0.5 t/m ² 及び (2)	21°	8.0	2.25	43.0 t/m ²	1.95 > 1.5
中間シルト層	2.0 t/m ²	0°	5.3	—	13.8 t/m ²	0.63 < 1.5
下部シルト層	1.95 t/m ²	0°	5.3	—	13.5 t/m ²	0.62 < 1.5
島尻粘土層	6.2 t/m ²	0°	5.3	—	42.8 t/m ²	1.95 > 1.5

表 2・23 沈下量の算定結果表

(単位 cm)



対象土層	位置 No.	タンク側板部					タンク 中心
		①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層		1.7	1.1	1.1	1.5		1.2
上部シルト層		8.9	3.9	5.4	3.5		12.3
砂質土層		1.5	3.0	19.1	3.2		11.3
中間シルト層		51.4	51.0	22.2	57.1		32.0
下部シルト層		46.1	72.5	52.1	63.1		83.8
島尻粘土層		—	—	—	—	—	—
合計		109.6	131.5	99.9	128.4	31.6	140.6

表 2・24 圧密時間の算定結果表

ボーリング No.及び位置	対象土層	層厚 cm	圧密係数 cm/min	所要圧密日数							
				20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
B-4 中心	上部シルト層	45	8.0×10^{-2}	0.5	1.3	2.2	3.5	5.0	7.1	10.0	14.9
	中間シルト層 下部	806	1.0×10^{-1}	140.0	320.0	568.4	888.7	1294.8	1818.0	2557.9	3825.6
B-15 0°	上部シルト層	45	8.0×10^{-2}	0.5	1.3	2.2	3.5	5.0	7.1	10.0	14.9
	中間シルト層 下部	195	2.0×10^{-1}	4.1	9.4	16.6	26.0	37.9	53.2	74.9	112.0
B-16 90°	上部シルト層	83	8.0×10^{-2}	1.9	4.2	7.5	11.8	17.2	24.1	33.9	50.7
	中間シルト層 下部	934	1.0×10^{-1}	187.8	430.1	763.3	1193.4	1738.7	2441.4	3434.9	5137.2
B-13 180°	上部シルト層	28	8.0×10^{-2}	0.2	0.5	0.9	1.3	2.0	2.7	3.9	5.8
	中間シルト層 下部	736	1.0×10^{-1}	116.6	267.0	474.0	741.1	1097.6	1516.0	2132.9	3190.0
B-14 270°	上部シルト層	18	8.0×10^{-2}	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.1	1.5	2.3
	中間シルト層 下部	1,085	1.0×10^{-1}	253.4	580.4	1030.1	1610.5	2346.3	3294.6	4635.2	6932.5

表 2・25 必要載荷量

対象土層	必要粘着力	初期粘着力	強度増加率	必要増加粘着力	必要載荷重
上部シルト層	4.8 t/m ²	1.0 t/m ²	0.30	3.8 t/m ²	12.7 t/m ²
中間シルト層	4.8 t/m ²	2.0 t/m ²	0.30	2.8 t/m ²	9.3 t/m ²
下部シルト層	4.8 t/m ²	1.95 t/m ²	0.30	2.85 t/m ²	9.5 t/m ²

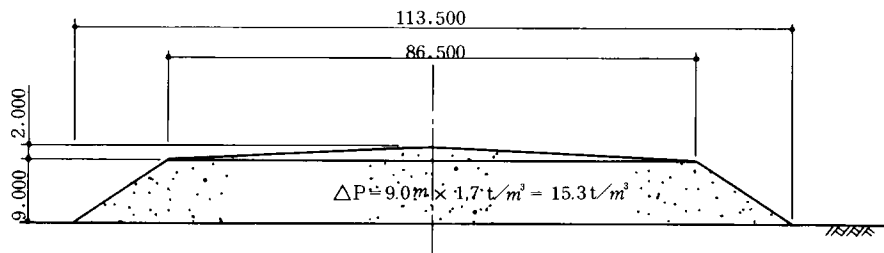
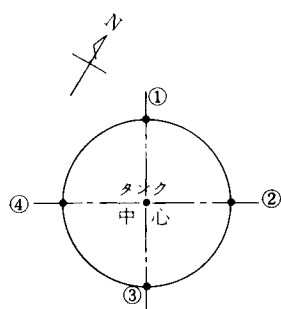


図 2・32 プレロードの形状

表 2・26 プレロードによる沈下量の算定結果表

(単位 cm)



対象土層	位置 No.	タンク側板部					タンク 中心
		①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層		2.1	1.3	1.3	1.8		1.1
上部シルト層		10.4	4.6	6.3	4.1		11.5
砂質土層		1.8	0	20.9	2.7		10.2
中間シルト層		65.0	57.8	25.4	65.4		29.7
下部シルト層		60.1	86.3	62.4	72.7		75.7
島尻粘土層		—	—	—	—	—	—
合 計		139.4	150.0	116.3	146.7	33.7	128.2

表 2・27 圧密率と所要日数

中間, 下部シルト層 $C_h = 1.1 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$	項目	圧密率	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
	T_h		0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
	t (日)		2.5	5.4	8.7	12.3	16.8	22.3	29.0	38.9	55.7
	沈下量	中心	12.8	25.6	38.5	51.3	64.1	76.9	89.7	102.6	115.4
		側部(平均)	13.8	27.6	41.4	55.2	69.1	82.9	96.7	110.5	124.3

表 2・28 地盤改良後の支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は (N)		$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N + 15}$)	N_c	N_r	q_{d1} (t/m^2)	安全率
	改良前	改良後					
埋立層	(15)	(15)	32°	—	10.4	174.7	7.94
上部シルト層	1.0 t/m^2	5.59 t/m^2	0°	5.3	—	38.6	1.75
砂質土層	0.5 t/m^2 及び (2)	1.0 t/m^2 及び (5)	25°	10.0	3.5	71.8	3.26
中間シルト層	2.0 t/m^2	6.59 t/m^2	0°	5.3	—	45.5	2.07
下部シルト層	1.95 t/m^2	6.54 t/m^2	0°	5.3	—	45.1	2.05
島尻粘土層	6.2 t/m^2	6.2 t/m^2	0°	5.3	—	42.8	1.95

地盤改良後のタンク基礎地盤の支持力は、表 2・28 地盤改良後の支持力算定表、沈下量は表 2・29 沈下量の算定結果表にそれぞれ示すとおりである。

表 2・29 沈下量の算定結果表

(単位 cm)

位置 測点	タンク側板部					タンク 中心	備 考
	①	②	③	④	不等沈下量		
原地盤に直接タンクを載せた時の沈下量	109.6	131.5	99.9	128.4	31.6	140.6	
地盤改良により生ずる沈下量	126.7	139.4	107.9	133.0	31.5	118.2	プレロード時に 90%圧密完了
地盤改良後タンクを載せてから生ずる沈下量	0	0	0	0	0	22.4	< 26.7

<TK-4 タンクの設計結果>

土性概要は表 2・3 に示すとおりである。

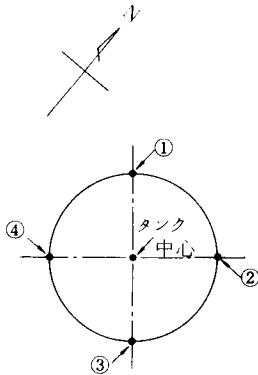
原地盤に直接タンクを建設する場合の支持力の検討結果は表 2・30 支持力の算定結果表、沈下量の検討結果は表 2・31 沈下量の算定結果表にそれぞれ示すとおりである。鉛直ドレーンなしで、原地盤に直接タンクを建設する場合の圧密時間の検討結果は表 2・32 圧縮時間の算定結果に示すとおりである。プレロードの設計結果は表 2・33 必要載荷量に示すとおりであり、その形状は図 2・33 に示す形状である。プレロードによる沈下量は表 2・34 プレロードによる沈下量の算定結果表に示すとおりである。直径 12cm の PACKED-DRAIN を 1.2 m の間隔で正方形に打設した場合の圧密率 U% とそれに要する所要日数との関係は表 2・35 に示すとおりである。地盤改良深度は 15m とした。地盤改良の平面的な範囲は TK-1, TK-2, TK-3 タンクと同じである。地盤改良後のタンク基礎地盤の支持力は表 2・36 地盤改良後の支持力算定表、沈下量は表 2・37 沈下量の算定結果表にそれぞれ示すとおりである。

表 2・30 支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は (N)	$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N+15}$)	N _c	N _r	q _{d1}	安全率
埋立層	(15)	32°	—	10.4	174.7 t/m ²	7.94 > 1.5
上部シルト層	1.0 t/m ²	0°	5.3	—	6.9 t/m ²	0.31 < 1.5
砂質土層	0.5 t/m ² 及び (2)	21°	8.0	2.25	43.0 t/m ²	1.95 > 1.5
中間シルト層	2.0 t/m ²	0°	5.3	—	13.8 t/m ²	0.63 < 1.5
下部シルト層	1.8 t/m ²	0°	5.3	—	12.4 t/m ²	0.56 < 1.5
島尻粘土層	25.0 t/m ²	0°	5.3	—	172.5 t/m ²	7.84 > 1.5

表 2・31 沈下量の算定結果表

(単位 cm)



対象土層	位置 No.	タンク側板部					タンク 中心
		①	②	③	④	不等沈下量	
埋立層	0	1.8	3.1	2.3			4.2
上部シルト層	7.7	10.1					
砂質土層	1.3	2.5	5.9	4.0			9.4
中間シルト層	48.6	53.9	49.3	58.4			
下部シルト層	57.2	52.5	47.9	42.1			89.1
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—	—
合 計		114.8	120.8	106.2	106.8	14.6	102.7

表 2・32 圧密時間の算定結果表

ボーリングNo及び位置	対象土層	層厚 cm	圧密係数 cm/min	所要圧密日数							
				20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
B-1 中心	下部シルト層	660	1.0×10^{-1}	93.4	214.8	381.2	545.9	868.2	1219.0	1715.2	2565.2
B-19	上部シルト層	28	8.0×10^{-2}	0.2	0.5	0.8	1.3	1.9	2.7	3.7	5.6
0°	中間下部シルト層	886	1.0×10^{-1}	169.0	387.0	686.9	1073.9	1564.5	2196.9	3090.1	4622.8
B-20	上部シルト層	35	8.0×10^{-2}	0.3	0.8	1.3	2.1	3.1	4.3	6.0	9.0
90°	中間下部シルト層	905	1.0×10^{-1}	176.3	403.8	716.6	1120.5	1632.4	2292.1	3224.9	4823.1
B-17 180°	中間下部シルト層	838	1.0×10^{-1}	151.2	346.2	614.5	960.7	1399.6	1965.3	2765.1	4135.4
B-18 270°	中間下部シルト層	830	1.0×10^{-1}	148.3	339.7	602.8	942.5	1373.0	1928.0	2712.5	4056.9

表 2・33 必要載荷量

対象土層	必要粘着力	初期粘着力	強度増加率	必要増加粘着力	必要載荷重
上部シルト層	4.8 t/m ²	1.0 t/m ²	0.30	3.8 t/m ²	12.7 t/m ²
中間シルト層	4.8 t/m ²	2.0 t/m ²	0.30	2.8 t/m ²	9.3 t/m ²
下部シルト層	4.8 t/m ²	1.8 t/m ²	0.30	3.0 t/m ²	10.0 t/m ²

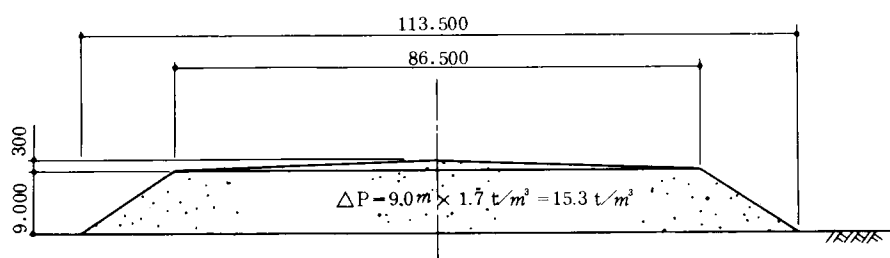
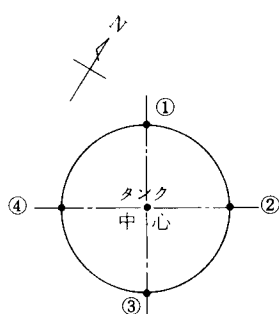


図 2・33 プレロードの形状

表 2・34 プレロードによる沈下量の算定結果表

(単位 cm)



対象土層	位置	タンク側板部				タンク中心
	No.	①	②	③	④	
埋立層	0	2.1	3.6	2.7		3.6
上部シルト層	9.1	11.9				
砂質土層	1.6	3.0	5.1	4.9		7.8
中間シルト層	54.8	61.0	56.1	66.4		
下部シルト層	64.3	59.1	55.7	47.5		76.6
島尻粘土層	—	—	—	—	—	—
合計		129.8	137.1	120.5	121.5	88.0

表 2・35 圧密率と所要日数

中間、下部シルト層 $C_h = 1.1 \times 10^{-1} \text{ cm/min}$	項目 \ 圧密率		10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
	T _h		0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
	t (日)		2.5	5.4	8.7	12.3	16.8	22.3	29.0	38.9	55.7
	沈下量	中心	8.8	17.6	26.4	35.2	44.0	52.8	61.6	70.4	79.2
		側部 (平均)	12.7	25.4	38.2	50.9	63.6	76.3	89.1	101.8	114.5

表 2・36 地盤改良後の支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は (N)		$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{20N + 15}$)	N_c	N_r	q_{d1} (t/m^2)	安全率
	改良前	改良後					
埋立層	(15)	(15)	32°	—	10.4	174.7	7.94
上部シルト層	1.0 t/m^2	5.59 t/m^2	0°	5.3	—	38.6	1.75
砂質土層	0.5 t/m^2 及び (2)	1.0 t/m^2 及び (5)	25°	10.0	3.5	71.8	3.26
中間シルト層	2.0 t/m^2	6.59 t/m^2	0°	5.3	—	45.5	2.07
下部シルト層	1.8 t/m^2	6.39 t/m^2	0°	5.3	—	44.1	2.00
島尻粘土層	25.0 t/m^2	25.0 t/m^2	0°	5.3	—	172.5	7.84

表 2・37 沈下量の算定結果表

(単位 cm)

位置 測点	タンク側板部					タンク 中心	備 考
	①	②	③	④	不等沈下量		
原地盤に直接タンクを載せた時の沈下量	114.8	120.8	106.2	106.8	14.6	102.7	
地盤改良により生ずる沈下量	117.9	125.0	109.3	110.1	15.7	80.3	プレロード時に90%圧密完了
地盤改良後タンクを載せてから生ずる沈下量	0	0	0	0	0	22.4	< 26.7

(3) 100,000 klタンク基礎21基, 60,000 klタンク基礎3基建設の実施例(その3)

本実施例は沖縄本島の臨海埋立地における石油備蓄基地に原油貯蔵用タンクとして、100,000 kl浮屋根式タンク21基とバラストウォーター用タンクとして60,000 kl浮屋根式タンク3基を建設した実施例である。

これらのタンク基礎にすべてPACKED-DRAIN+PRE-LOAD工法を採用し、粘性土層の圧密現象を促進させ基礎地盤の支持力の増加を試みるとともに、比較的砂質土層の占める場合が多かったため、この砂質土層の締め固め効果も考慮した実施例である。

図2・34は本実施例の石油備蓄基地のタンクの配置を示すものである。本実施例ではタンクの基数が多いので、上質的にみて最も代表的であると思われる1基タンクナンバーTA-114タンクをとりあげて、PACKED-DRAIN工法を適用した例として具体的に論ずるものである。なお、全タンクの挙動については実測値をまとめて次節で論ずることとする。

本実施例では各タンク毎に標準貫入試験併用ロータリー式ボーリングを9本ずつ行って、土質を調査した。図2・35はTA-114タンクの南北方向の土層断面を示すものであり、図2・36は東西方向の土層断面を示すものである。

本TA-114タンクの設計概要とその結果はつぎのとおりである。

(i) 設計条件

タンク諸元

タンク容量	100,000 kl
タンク型式	フローティングルーフ型
タンク直径	80 m
タンク高さ	22 m

設計荷重(単位面積当り)

タンク本体重量(単位面積当り)	0.4 t/m ²
タンク内容物重量(比重1.0有効高さ19.8 m)	19.8 t/m ²

盛砂基礎重量 (盛工高 1.0)	1.8 t/ m ²
合 計	22 t/m ²

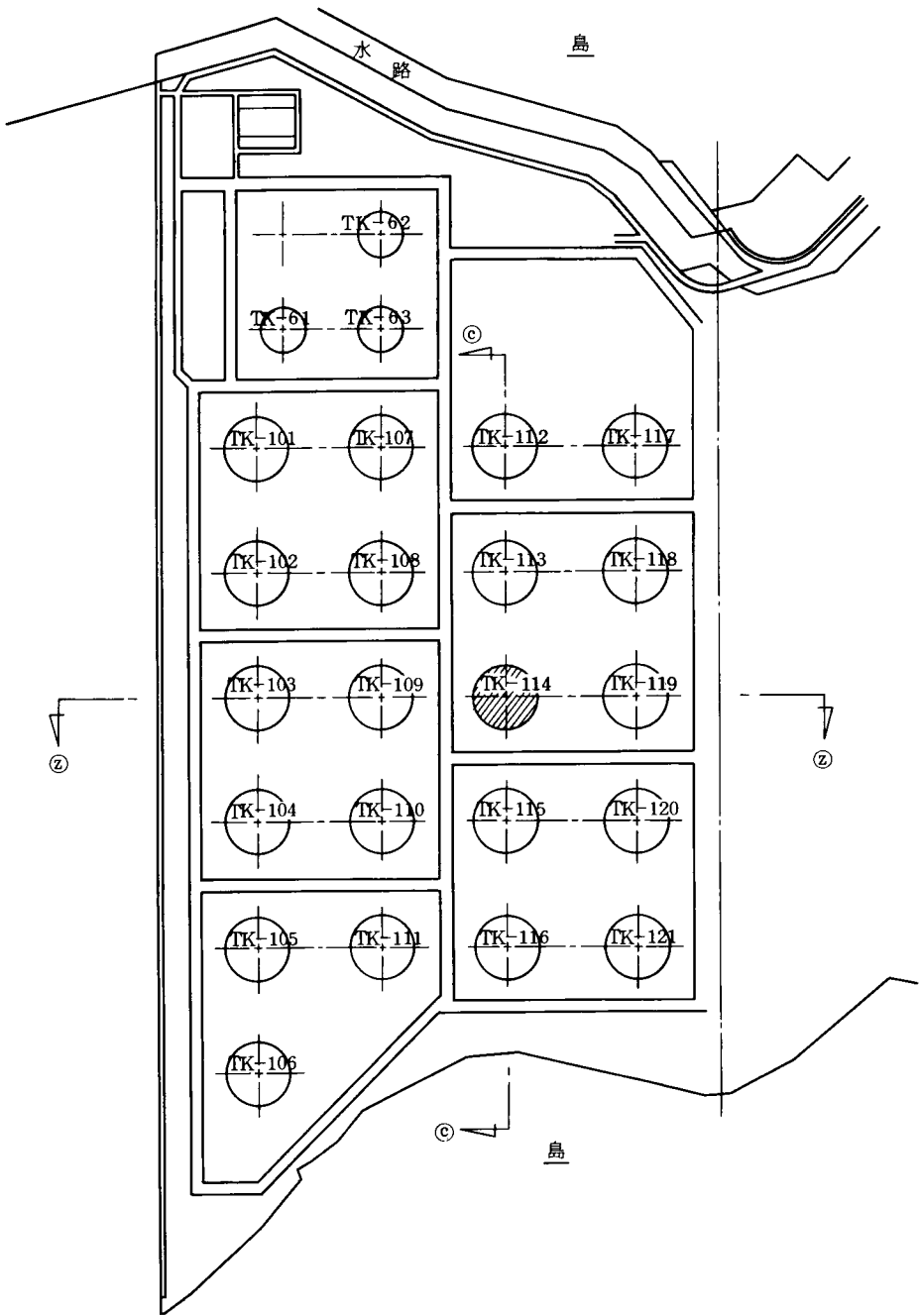


图 2 • 34 石油基地平面图

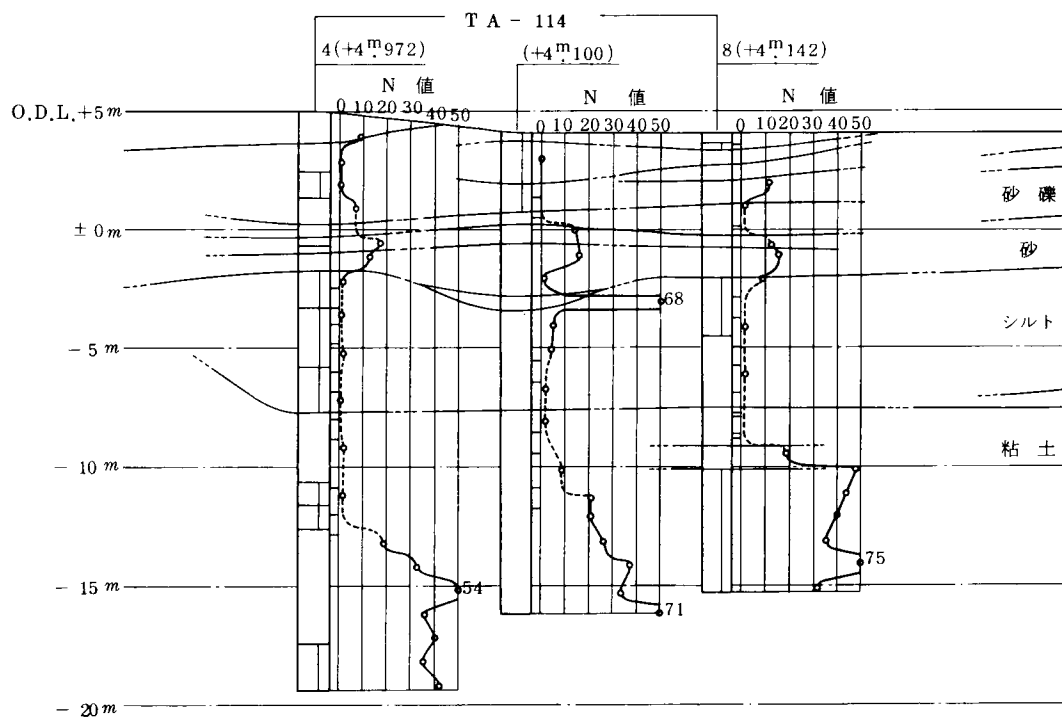


図 2・35 TA-114 タンク土層断面図(N-S)

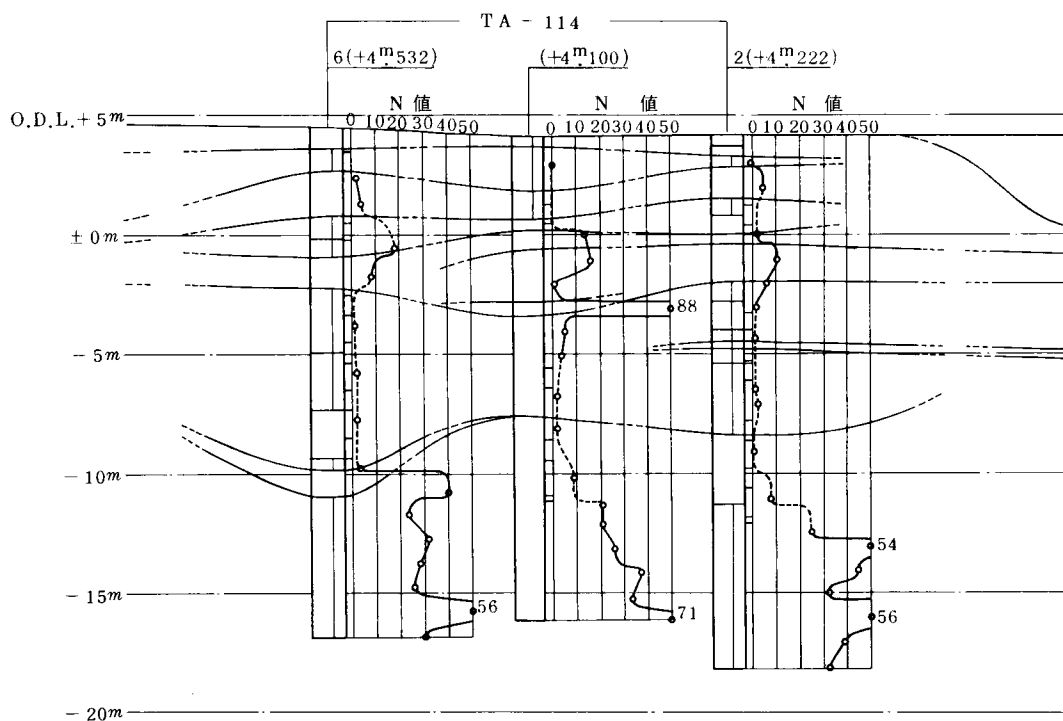


図 2・36 TA-114 タンク土層断面図(E-W)

(ii) 設計方法とその結果

計算に用いた計算式は実施例（その２）と同一であるので計算の詳細は割愛する。

(a) 支持力の検討

原地盤に直接タンクを建設した場合の支持力の検討結果は表２・38支持力の算定結果表どおりである。

(b) 沈下量の検討

原地盤に直接タンクを建設した場合の沈下量の検討結果は、表２・39沈下量の算定結果表どおりである。

(c) 圧密所要時間の検討

原地盤における載荷過程における圧密所要時間は埋立粘性土では表２・40埋立粘性土の圧密所要時間どおり、沖積粘性土では表２・41沖積粘性土の圧密所要時間どおりである。

以上の結果から支持力および沈下とも問題があり、対策を考慮する必要があった。そこでつぎのような図２・37地盤改良工法の手順に示す方法で地盤改良工法の選定を行った。

(d) 当地盤に適用可能な工法の選択

表２・42パターン化された地盤と適用可能工法に示すように、地盤をパターン化し、その地盤に対して適用の可能性のある工法を列記した。当地盤の地盤構成は表２・42の分類No(V)に相当し、適用の可能性のある工法としては下記の４工法があげられた。

- ① SAND COMPACTION PILE + PRE-LOAD
- ② DIRECT POWER COMPACTION + PRE-LOAD
- ③ SAND DRAIN + PRE-LOAD
- ④ PACKED-DRAIN + PRE-LOAD

各工法とも粘性土の粘着力を増加させるためにPRE-LOADの併用が必要であるが、特に当地盤では地盤構成の複雑さによる沈下量の差を生ずるおそれがあるので、これを除去するためにもPRE-LOADの併用は不可欠である。

砂質土層が大部分を占めるという意味から②工法もあげたが、沖積粘性土の圧密促進には適当でないので検討の対象外とした。

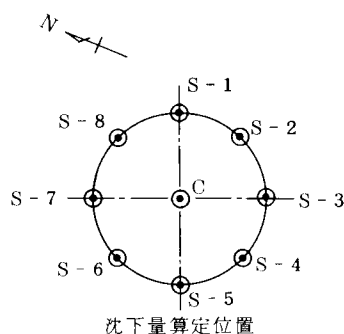
①、③、④工法の技術的、経済的比較を表２・43適用工法の比較表に示した。この表に示すように当地盤の改良工法として最も推奨できる工法として④のPACKED-DRAIN工法＋PRE-LOADの併用と決定したのである。

PRE-LOADは盛土で行うことにして、タンクの設計荷重（円形等分布荷重）により生ずる地盤内の地中増加応力にはほぼ等しい増加応力を生じさせるのに必要な盛土の形状および高さは図２・38タンク荷重および盛土荷重による地中応力係数 I_{6c} の比較に示すごとくである。

表 2・38 支持力の算定結果表

算定対象土層	C 又は(N)	$\phi = 0$ 又は ($\phi = \sqrt{12 N + 20}$)	N_c	N_r	q_a t/m ²	設計荷重に対する検討結果	
埋立砂礫層	(5)	27.7°	—	4.2	26.8	$q_a > 22$	(69.12 t/m ²)
埋立粘性土層	1.5 t/m ²	0	5.3	—	3.4	$q_a < 22$	(10.33 t/m ²)
海底砂礫層	(7)	29.1°	—	5.5	35.2	$q_a > 22$	(105.60 t/m ²)
沖積粘性土層	1.2 t/m ²	0	5.3	—	2.7	$q_a < 22$	(8.27 t/m ²)
沖積粘土層	3.2 t/m ²	0	5.3	—	7.3	$q_a < 22$	(22.04 t/m ²)
島尻粘土層	10.0 t/m ²	0	5.3	—	22.9	$q_a > 22$	(68.90 t/m ²)

表 2・39 沈下量の算定結果



算定位置 対象土層	C	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6	S-7	S-8
埋立砂質土	—	3	10	8	—	3	—	2	4
埋立粘性土	18	25	12	6	20	23	20	19	23
海底砂質土	0	2	1	0	23	2	1	1	3
沖積粘性土	71	53	57	63	26	48	42	39	43
合 計	cm 89	cm 83	cm 80	cm 77	cm 69	cm 76	cm 63	cm 61	cm 73

表 2・40 埋立粘性土の圧密所要時間

計算位置	層 厚	圧密係数 (cm ² /min)	圧 密 所 要 日 数								
			10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
C	H/2として 0.925m	6.88×10^{-2}	0.7	2.7	6.1	10.9	17.0	24.8	34.8	48.9	73.3
S-4	H/2として 0.975m	6.88×10^{-2}	0.8	3.0	6.8	12.1	18.9	27.5	38.7	54.4	81.4

表 2・41 沖積粘性土の圧密所要時間

計算位置	層厚	圧密係数 (cm ² /min)	圧 密 所 要 日 数								
			10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
C	m 15.3	1.74×10^{-1}	74.7	289.6	663.3	1177.2	1840.5	2681.4	3765.1	5297.3	7922.6
S-3	m 21.7	1.74×10^{-1}	150.3	582.6	1334.3	2367.9	3702.3	5393.7	7573.8	10655.9	15936.9

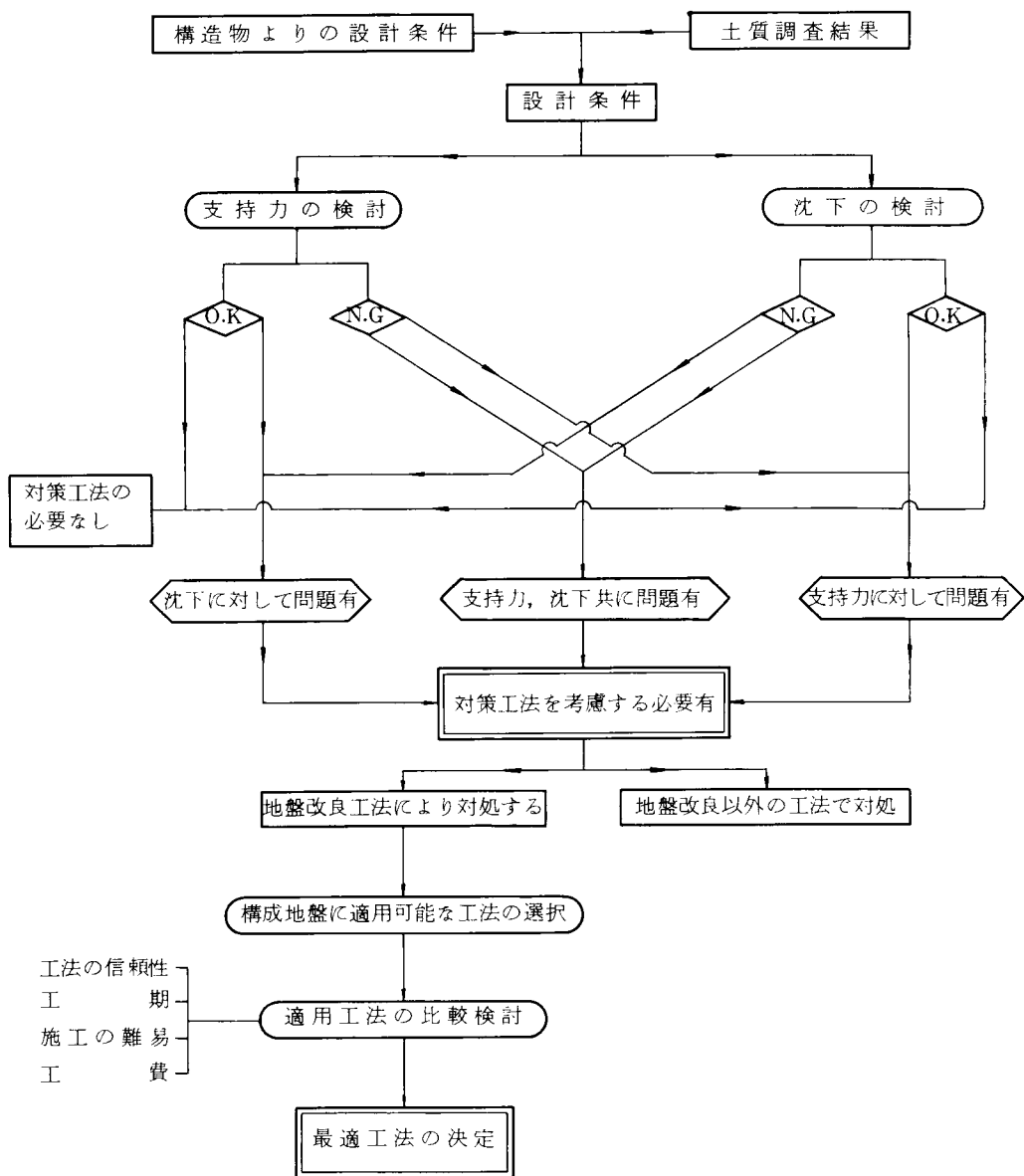


図2・37 地盤改良工法の選定手順

すなわち、理論的には盛土の形状および高さは、盛土下端幅 98.75 m 上端幅 61.25 m 高さ 12.5 m の円錐台形状にすれば、タンク上載時とほぼ等しい増加応力を生じさせることができる。しかし原地盤の支持力では一度にこの高さまで盛土を行うことは不可能であり、段階載荷を行う必要があった。また鋼製円筒型石油タンク基礎の支持力および許容沈下量を考慮して、果して盛土高さを 12.5 m にする必要があるか否かの検討を試みたのである。支持力の面から粘着力の増加に必要な盛土高さは安全率を考慮して 7.3 m となったので、この盛土高さにてタンク建設後の残存沈下量を検討してみたところ、図2・38の地中増加応力係数から明

表 2・42 パターン化された地盤と適用可能工法

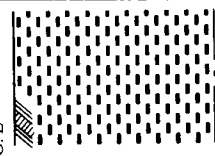
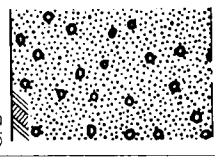
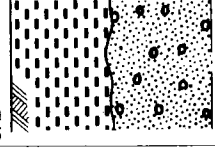
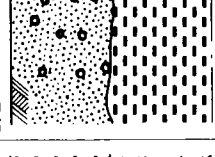
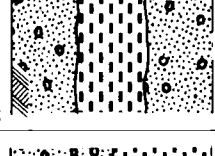
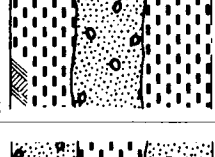
分 類	No.	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	備 考
項 目	地盤条件	粘性土層	砂 礫 層	互層① 上層粘土	互層② 下層粘土	互層③ 中間粘土	互層④ 上下層粘土	
		G.L	G.L	G.L	G.L	G.L	G.L	
								
改良工法	V.F パイプロ・フロー ーション		④		⑫+載荷 上層が厚い時に は使用できる			砂質地盤の締め固めに適す。 粘性土の含有率が増加するに従って 効果は減少する。
	V.C パイプロ・コン ポーザー		④	⑫+載荷 上層が薄い時に は使用できる	⑫+載荷 同 上	⑬+載荷 上下層の厚い時 に適する	⑬+載荷 上下層の薄い時 に適する	利用範囲が広く実績も多い。 粘性土の攪乱による強度低下 砂柱部による圧密阻止の問題がある。
	D.P.C ダイレクト・ワ コンパクション		④		⑫+載荷 同 上	⑭+載荷 中間層の薄い時 には使用できる		砂質地盤の締め固めに適す。 粘性土層の攪乱に対する疑問がある。
	S.D サンドドレーン	④+載荷		④+載荷 上層が厚い時に 適する	⑫+載荷 上層が薄い時に は使用できる	⑭+載荷 中間層が厚い時 には使用できる	⑬+載荷 上下層の厚い時 に適する	改良工法の基本ともいべきもので 実績も多いが、粘性土の変位に追従 できない欠点がある。
適用可能工法	P.D バックドレーン	④+載荷		④+載荷 同 上	⑫+載荷 同 上	⑭+載荷 同 上	⑬+載荷 同 上	S.Dの欠点を補うために開発され 現状とはS.Dにかわる工法となつて いる。最近では砂地盤の締め固めにも 使用される。
	CASE-(1) CASE-(2) CASE-(3) CASE-(4) CASE-(5)	S.D+載荷 P.D+載荷	V.F V.C D.P.C	S.D+載荷 P.D+載荷 V.C+載荷	V.F +載荷 V.C +載荷 D.P.C+載荷 S.D +載荷 P.D +載荷	V.C +載荷 D.P.C+載荷 S.D +載荷 P.D +載荷	V.C+載荷 S.D+載荷 P.D+載荷	

表 2・43 適用工法の比較表

	バイプロコンポーザー工法	サンドドレーン工法	バックドレーン工法
1. 工法の信頼性及び改良効果	径の大きい砂柱を作ることにより複合地盤を形成させ、砂柱群による沈下の低減が期待できる。 しかし鋭敏で含水比の高い粘性土に対しては、砂の圧入による攪乱を生じさせ初期強度の低下をまねく恐れがある。	最も古くから使われている工法で実績も多く理論も確立された地盤改良の基本ともいえる工法である。 しかし鋭敏で含水比の高い粘性土では地盤の変形により砂柱の切断等の欠点がある。	サンドドレーン工法に砂を充填し、切断に対する危険性をなくすと共に、小径のドレーンを間隔を密に施工する方がよりドレーン効果がある事から径を12cmと小径にしている。
2. 施工及び管理	計器による管理が行なえるが、砂杭1本ごと及び深度ごとの砂圧入量、圧入時間の管理が難しく、精度をあげるためには施工速度が遅くなる。	砂杭の形成の確認が難しい。	網筒内に砂を充填するので完全な砂杭の形成ができる。更に網筒が地上に50～100 cm突出するため施工管理が容易である。
3. 砂の使用量の比較	大口径の砂杭を形成させるため使用砂量は最大となる。	通常40cm直径が使用され、これが使用砂量の標準となる。	直径が12cmであるため使用砂量は最小となる。
4. 当地盤に対する適用性 (1)粘性土に対して	改良の主目的が粘性土であり、埋立粘性土は鋭敏で乱され易いので適用には疑問がある。	改良目的から見て本工法が基準となるが、粘性土が鋭敏であり、載荷に対して粘性土が変形するため変形に追従できないと問題が生じる。	径が細いため地盤の攪乱が最も少なく網筒で保護されているため粘性土の変形にも追従できる。
(2)砂礫層に対して	砂礫層の締め固めには最も適する。又一部に締まった層があるがこの層の打抜きも可能である。	粘性土の改良のための工法であり、砂礫層への適用はほとんどされていないが打ち込みに振動機械が使用されるので、多少の締め固めはできると思われる。一部の締め固めには長時間を要すると思われる。	施工機械が4本同時施工できる型となっていることと振動機械により打込みを行なうため締め固め効果も期待できる。 一部締まった層の打抜きも小径のため比較的早くできると思われる。
比較結果	適用は可能である。	適用は可能である。	当地盤の改良に最も適する。

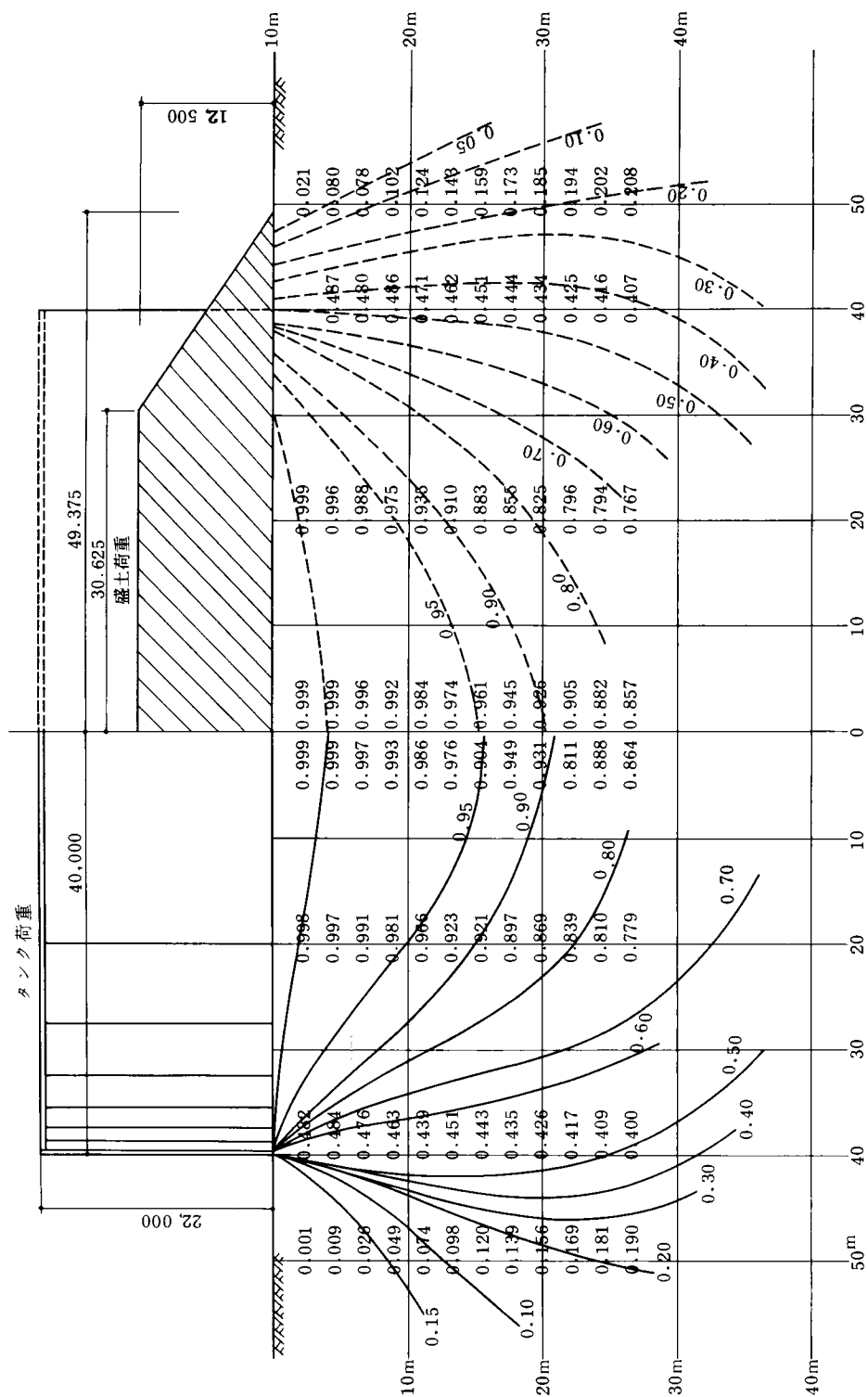


図 2・38 タンク荷重及び盛土荷重に依る地中増加応力係数 $I\sigma_c$ の比較 (概算値)

らかなように、タンク側板部直下にあたる点では盛土荷重が中心に比して約½以上、すなわち 12.5 m 盛土の½以上あればタンク側板下における設計荷重とはほぼ同一の応力を生じさせられる。沈下量も設計荷重にはほぼ相当するものが得られる。従って、放置すればタンク建設後の残存沈下は何ら問題とならないと推定した。実際には図 2・39 に示す形状で盛土を行ったのである。

PACKED-DRAINは圧密率U = 80 %に要する時間を 90 日程度として設計を行ったところ、直径12cmの 1.2 m 正方形間隔で打設すればよいことになった。その設計の結果は表 2・44埋立粘性土の圧密所要時間、表 2・45沖積シルト層の圧密所要時間、表 2・46沖積粘土層の圧密所要時間にそれぞれ示すとおりである。

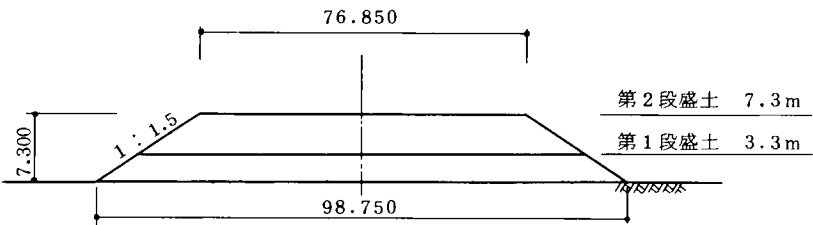


図 2・39 プレロードの形状

表 2・44 埋立粘性土層の圧密所要時間

圧 密 率	10 %	20 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %
時間係数 T_h	0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
圧密所要時間	4.1	8.8	14.2	20.1	27.4	36.3	47.3	63.5	90.9

表 2・45 沖積シルト層の圧密所要時間

圧 密 率	10 %	20 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %
時間係数 T_h	0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
圧密所要時間	1.7	3.4	5.6	7.9	10.7	14.3	18.6	24.9	35.7

表 2・46 沖積粘土層の圧密所要時間

圧 密 率	10 %	20 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %
時間係数 T_h	0.022	0.047	0.076	0.108	0.147	0.195	0.254	0.341	0.488
圧密所要時間	5.6	11.9	19.2	27.3	37.1	49.2	64.1	86.1	123.2

以上がPACKED-DRAIN工法を鋼製円筒型石油タンク基礎に適用した例をもって論じたものである。土質地盤からみると各々異なった三つの地盤に適用したことになる。この結果はいずれも所期の目的を果し好結果であった。

次節において、この三つの実施例についてその挙動を論ずるものである。

2・1・4 PACKED-DRAIN工法によるタンク基礎の挙動とその考察

本項では、前項のPACKED-DRAIN工法をタンク基礎に適用したその挙動を研究、解析した結果を論ずるものである。

前項のPACKED-DRAIN工法を適用した実施例その1のところで述べたごとく、PACKED-DRAINを打設することにより沈下が生じた可能性が推測されたので、実施例その2、実施例その3においてPACKED-DRAINの打設により実際に沈下が生ずるか、否かについて計測を行ったものである。PACKED-DRAIN打設以前に地表沈下板を設置して、PACKED-DRAIN打設にともなう沈下測定を行うとともに、盛土載荷時の地盤の挙動を観察するために、連続沈下計、層別沈下計、間隙水圧計、測方変位計を設置して、その挙動を観察し、解析を行ったものである。

さらにこのような地盤の場合、砂質層を含んでいるためにPACKED-DRAIN打設時にその振動等の動的エネルギーによる砂質層の締め固め効果による沈下がある可能性がある。

そこでこれらの実施例の沈下の性質を確認するために、ほとんどが粘性土層から構成された地盤を選んで、粘性土層のみから構成される地盤がPACKED-DRAINの打設により、どのような挙動を示すかとの実験を行いその研究、解析、考察を行ったものである。

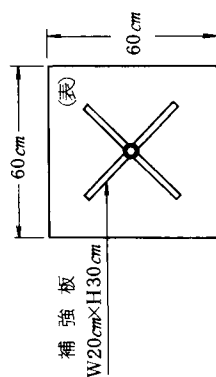
これらの地盤の挙動を計測するために用いた計測器ならびに、設置方法、計測方法の概要はつぎのとおりである。

(a) 地表面型沈下板

この型式の沈下板は図2・40地表面型沈下板に示すように60cm×60cmのものと30cm×30cmの二種を製作し、この二種ともPACKED-DRAIN打設による地盤の沈下測定用に供したものである。さらに60cm×60cmの沈下板は、盛土の高さが上っていくにつれてロッドを継ぎたして、盛土による地盤の沈下測定にも使用したものである。その設置の位置ならびに方法は図2・41地表面型沈下板の設置に示すとおりである。設置時期はPACKED-DRAIN打設以前である。

(b) 連続沈下計、層別沈下計は図2・42沈下計構造図に示すとおりである。設置の方法は図2・43沈下計測器の設置に示すとおりである。

グラウト材は表2・47に示す配合のものを用いた。これらの沈下計はPACKED-DRAIN打設後載荷盛土開始前に全て設置を行った。



バックドレンの中心に設置

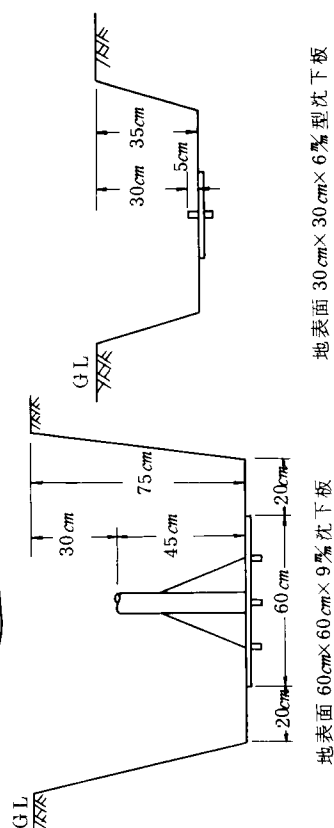
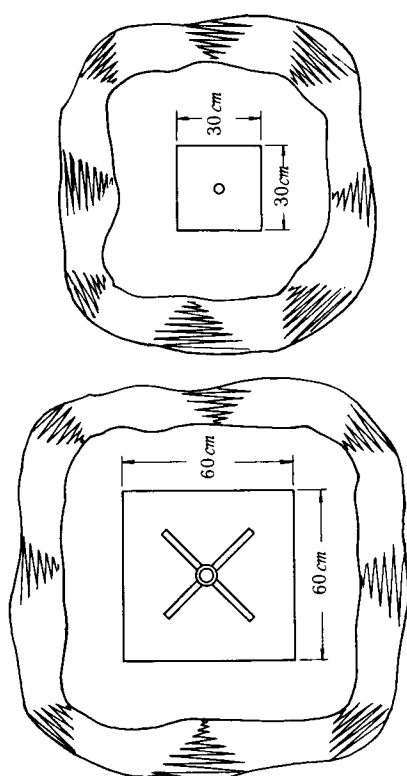
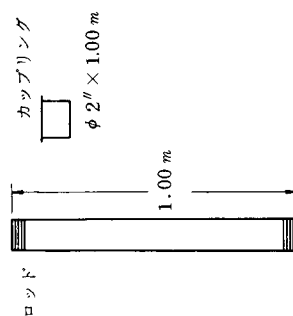
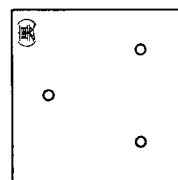
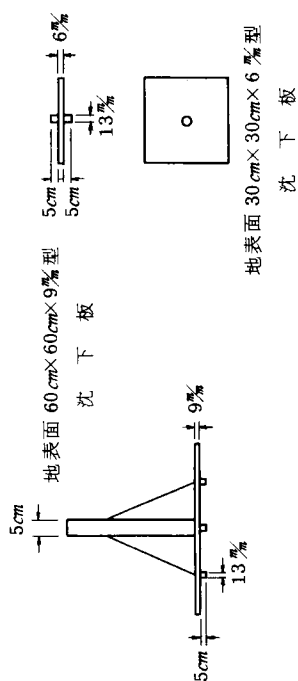


図2・41 地表面型沈下板の設置

图 2·40 地表面型沈下板



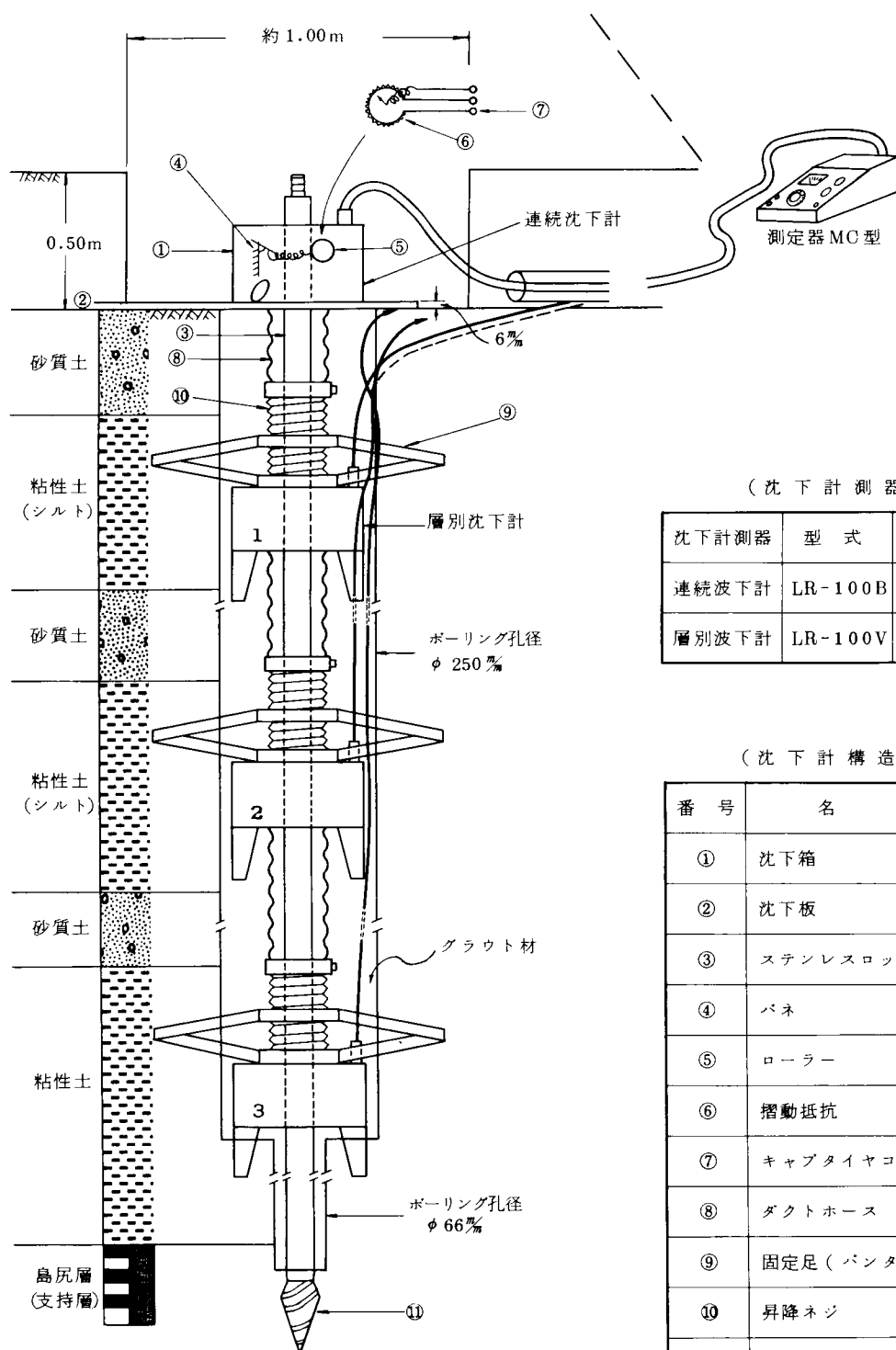


図 2・42 沈下計構造図

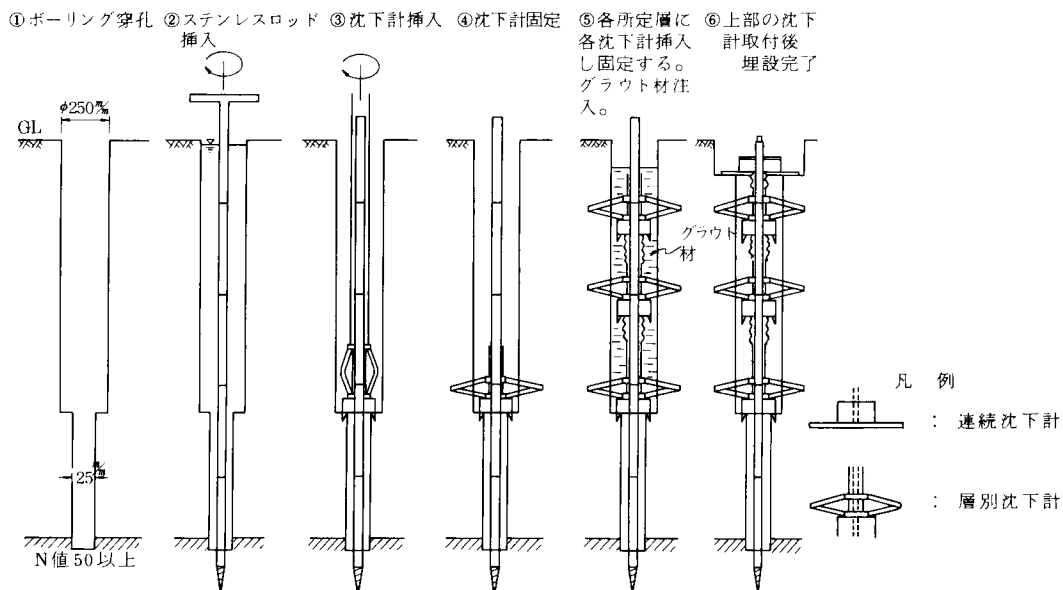


図 2 ・ 43 沈下計測器の設置

表 2 ・ 47 注入配合表

材 料 名	ベントナイト	フライアッシュ	バ ラ イ ト	セ メ ント	水
数 量	3 kg	20kg	10kg	9 kg	50 ℓ
備 考	この配合で混合したものは 67 ℓ になる。ボーリング孔には孔内容量を計算して全体量を出す。				

尚、各沈下計の計器間にはロッドと周辺地盤のフリクションを切るために、ロッドの外側に伸び縮み出来るダクトホースを挿入する。

これらの沈下計測器の仕様はつぎのとおりである。

連続沈下計：

製 作	坂田電機(株)
型 式	L R - 100 B
計測範囲	1 m, 10cmの2段切かえ
精 度	± 1 %
沈 下 板	50cm×50cm× 6 ㎜
ピックアップ	φ 140 × 100 ㎜

層別沈下計：

製 作	坂田電機(株)
型 式	L R - 100 V

計測範囲 1 m, 10cmの2段切かえ

精 度 $\pm 0.5\%$

パンタグラフ式ピックアップ：ピックアップ ϕ 140 \times 100 mm

パンタグラフ三方向に 150 mm突出

測 定 器：

製 作 坂田電機(株)

型 式 MC型

測定方法 直示法および零位法

測定精度 $\pm 1\%$

寸 法 200 mm W \times 260 mm D \times 105 mm H

沈下測定時の沈下計測器の設置図は図2・44に示す。

(c) 間隙水圧計は電気抵抗式のもので、図2・45間隙水圧計に示すものを使用した。

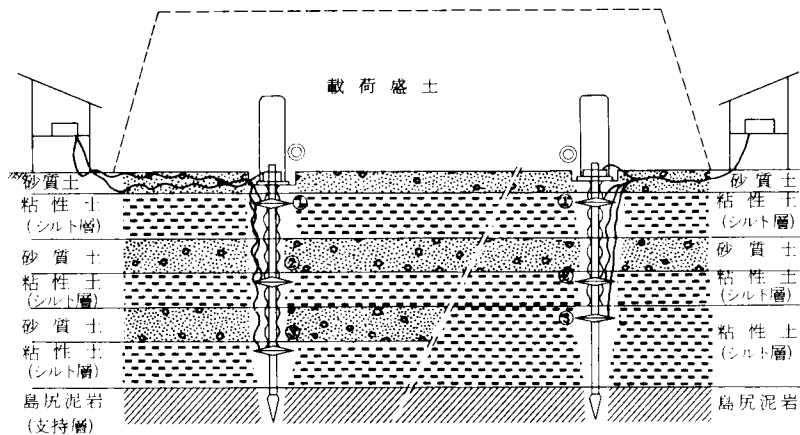


図2・44 沈下計測器の設置図

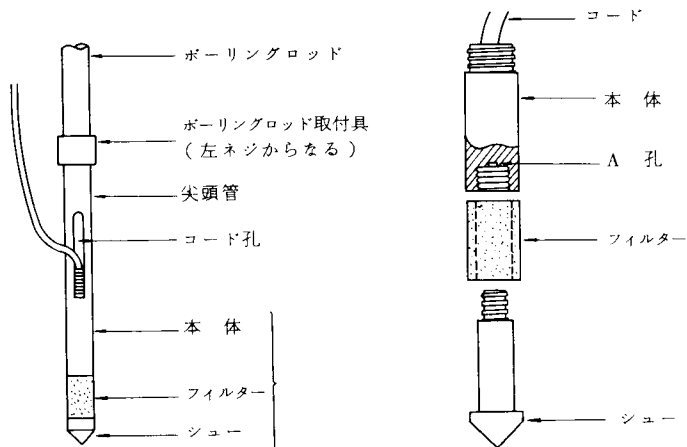


図2・45 間隙水圧計

その仕様はつぎのようなものである。

間隙水圧計：

製 作	坂田電機(株)
型 式	P D - 2 P 型
計測範囲	2, 3, 4 kg/cm ²
ピックアップ	φ 47.4 × 360 ㎜
尖 頭 管	φ 48.6 × 490 ㎜

測 定 器：

製 作	坂田電機(株)
型 式	M D - 1 D 型
測定方式	零位法
測定精度	± 0.5 %
寸法, 重量	200 W × 260 D × 105 H, 3 kg

間隙水圧計はPACKED-DRAIN打設後、盛土開始前に設置した。設置には細心の注意を払っておこなった。

(d) 地中側方変位計、この地中変位計は電気式地中連続傾斜計を用いて、観測するもので、地中変位は（傾斜角×測定間隔距離）を加算して求めるものである。挿入式傾斜計を採用し、装置は傾斜計と測定パイプよりなる。

今回採用した地中変位計は、地中変位量の測定を行う時に、最初垂直に設置された可撓性の大きなパイプが周囲の土の変形に応じて変形していく量を、傾斜計をパイプ内に挿入してそれを上下させて変位を計測する変位計である。測定用パイプは傾斜計の方向性を維持するために直角2方向に溝をもつ特殊な耐蝕性アルミパイプを用いた。各パイプの長さは1 mであり、パイプ相互はゴム継手で連結されているために、地中に側方変位が生じた場合継手部分を支点として、地中の変位に追従するのでパイプ長（1 m）をスパンとして傾斜角を測定することができる。

各パイプの傾斜角からパイプ長での変位量が算出することができる。この値を基準点（支持層の固定点）から順次累積加算することによって、深さを従軸とした地中側方変位のパターンを描くことができるのである。地中変位形は図2・46地中変位計に示すとおりである。地中変位計のパイプの設置方法は図2・47地中変位計の計器仕様はつぎのとおりである。

変位測定パイプ

製 作	坂田電機(株)
溝付アルミパイプ、耐蝕性アルミ引抜管	

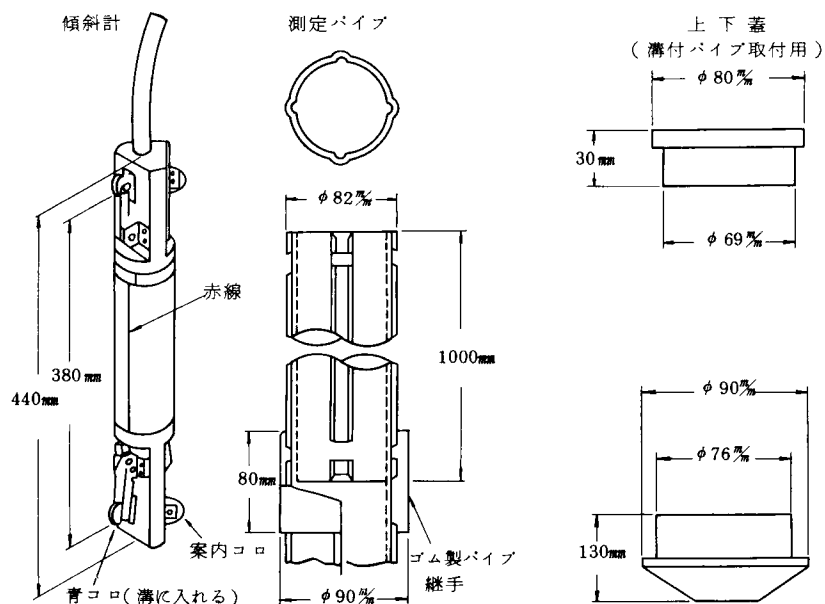


図 2・46 地中変位計

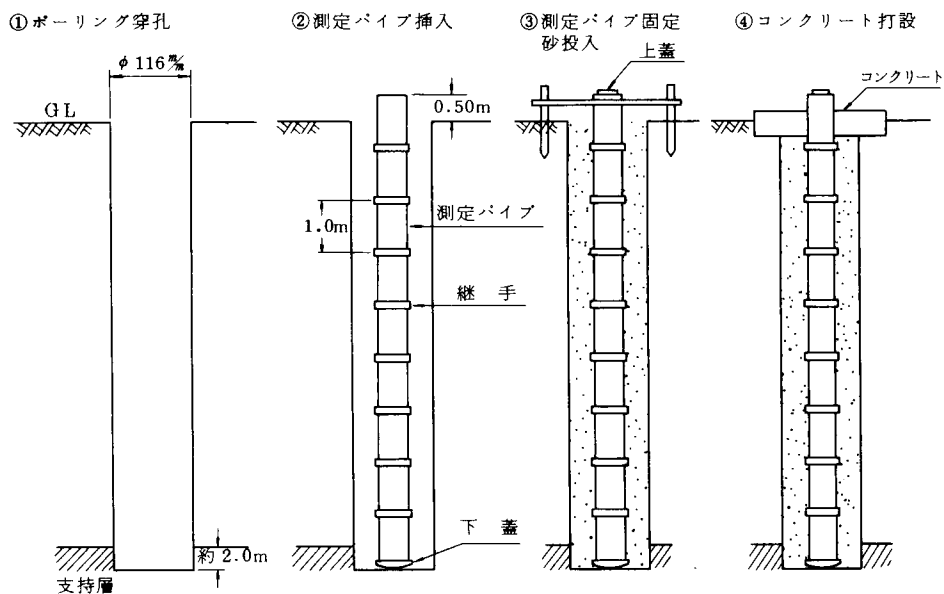


図 2・47 地中変位計設置

長さ $\ell = 1\text{ m}$

厚さ $t = 3\text{ mm}$

内径 $\phi 70\text{ mm}$

最大外径 $\phi 82\text{ mm}$

ゴム継手

クロロプレン製

長さ $\ell = 80\text{ mm}$

厚さ $t = 7 \text{ mm}$

内径 $\phi 76 \text{ mm}$ ，外径 $\phi 90 \text{ mm}$

蓋 上蓋，長さ $\ell = 30 \text{ mm}$ ，内径 $\phi 69 \text{ mm}$ ，外径 $\phi 80 \text{ mm}$

下蓋，長さ $\ell = 130 \text{ mm}$ ，内径 $\phi 76 \text{ mm}$ ，外径 $\phi 90 \text{ mm}$

傾 斜 計

製 作 坂田電機(株)

型 式 F D - 1300 T

測定範囲 $\pm 300 \text{ 分}$

測定分解能 0.6 分

変位量測定精度 深度 30 m で $\pm 5 \text{ mm}$ 程度

測 定 器

製 作 坂田電機(株)

型 式 M D - 1 D 型

測定方式 零位法

測定精度 $\pm 0.5 \%$

寸法，重量 $200 \text{ W} \times 260 \text{ D} \times 105 \text{ H}$ ， 3 kg

以上のような計測器を準備して，PACKED-DRAINの打設による地盤の挙動ならびにPACKED-DRAINを打設した地盤に載荷盛土を行って，その地盤の挙動を前項の実施例その2，その3のタンク基礎において実測を行ったものである。

(1) 100,000 klタンク基礎4基の挙動について（実施例その2）

100,000 klタンク基礎を建設するにあたって，タンクNo.，TK-1，TK-2，TK-3，TK-4の4基のタンクに図2・48計測器設置平面図に示すように，計測器を設置してその地盤の挙動を計測したものである。

TK-1，TK-2，TK-3，TK-4の4基のタンクにそれぞれにつき以下のような測定を行った。

地表面沈下板 各タンク 9ヶ所

連続沈下計 } 各タンク 5ヶ所
層別沈下計 }

間隙水圧計 各タンク 5ヶ所ただし1ヶ所につき2層に設置
計10個の間隙水圧計設置

地中変位計 各タンク 2ヶ所

以上の計測結果について以下に論ずる。

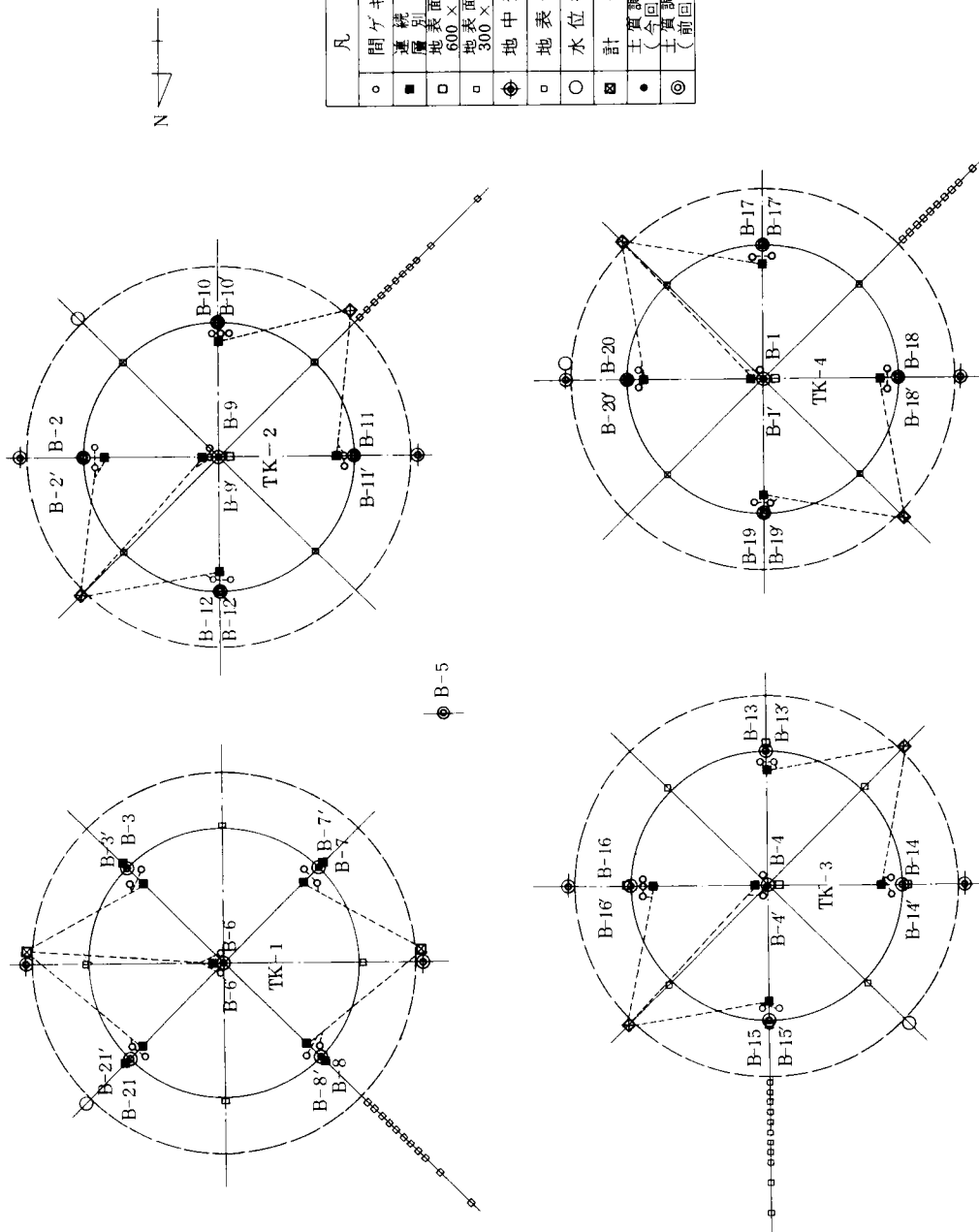


図 2・48 計測器設置平面図

(a) 地表面沈下板の挙動について

図 2・48の計測器設置平面図に示すように地表面沈下板の実測結果を各タンク毎にタンク中心部、東西南北（E. W. S. N）の 5 点に示すものが、図 2・49から図 2・52までの盛土高・沈下量～時間図の中に示されている。

一例をあげると図・49(a)は T K - 1 タンクの中心部の盛土高・沈下量～時間図であるが、この図の中で盛土载荷が行なわれない以前から沈下を生じている沈下曲線がある。これはタンク中心部に PACKED-DRAIN 打設以前に設置された表面沈下板の沈下を示すものである。この点では PACKED-DRAIN 打設直後から急速な沈下がはじまり、盛土を行う直前までの約 40 日間で 50cm の沈下を生じたことを示すものである。しかも PACKED-DRAIN 打設直後の 5 日程度で 40cm 沈下したことを示しているのである。同様に図 2・49(b)は東側、図 2・49(c)は西側、図 2・49(d)は南側、図 2・49(e)は北側にそれぞれ設置された地表面沈下板は、PACKED-DRAIN の打設によって 30cm から 45cm 沈下していることが明らかである。

T K - 2 タンクの盛土沈下量～時間図は図 2・50、(a)にタンク中心、(b)に東側、(c)に西側 (d)に南側、(e)に北側の沈下量を示すものであるが、これも同様に PACKED-DRAIN 打設直後から急速に沈下が生じている。その沈下量は 30cm から 45cm である。図 2・51は T K - 3 タンク、図 2・52は T K - 4 タンクのそれぞれ盛土高・沈下量～時間図を示すものであるが、この 2 基のタンク基礎も同様に PACKED-DRAIN 打設による沈下が明らかに生じている。その沈下量は T K - 3 タンクが 15cm ～ 40cm であり、T K - 4 タンクは 17cm ～ 35cm 程度である。

以上の実測結果から明らかなように、PACKED-DRAIN を打設することによって、このタンク建設予定地の地盤は沈下を生じたのである。

この沈下の原因としてつぎのようなことが考えられる。

その 1 は、PACKED-DRAIN の打設による振動等により砂質土層の締め固め効果によるもの。

その 2 は、現地盤が土被り圧による自重圧密が未了であったために生じた沈下。

その 3 は、PACKED-DRAIN を打設することにより地盤破壊を起した結果に生じた沈下。

その 4 は、以上の 3 以外の原因による沈下。

その 1 の原因はある程度考えられるもので、前述の図 2・18から図 2・29の土質柱状図に記載されている地盤改良後の N 値の変化からも、PACKED-DRAIN の打設による砂質土層の沈下とゆうことは十分に推測できるのである。

しかしすべての沈下はこれに起因すると断定するには至らないのである。

その 2 の原因は土質調査の資料とその沈下の速度から判断して、有力な原因とは推測しが

たいのである。

その3の原因は図2・49から図2・52の盛土高・沈下量～時間図の載荷盛土と沈下曲線からみて、地盤の破壊があったらこのような曲線は示さないし、また載荷盛土ができる状態ではなくなるので、この原因はありえなかったと判断するのである。

その4のその他の原因の中で、PACKED-DRAIN打設時のケーシングによる周辺粘性土を圧縮することによる間隙水圧の上昇ということは、いくつかの例が過去にも報告されているので、その現象が生じたことは充分考えられる。ただし、沈下の速度があまりにも速すぎるのである。

その他の効果として、PACKED-DRAINの打設にバイブロハンマーを使用するので、ケーシングに振動が生じ、ケーシングの周辺へ水を集める効果が考えられるが、これもPACKED-DRAINを通じて排水されるには、その圧密所要時間からみて沈下速度が速すぎるのである。

さらにPACKED-DRAIN打設時には圧さく空気をケーシング内に送りこむので、この影響も考えられるのである。いずれにしてもPACKED-DRAINを打設することにより粘性土地盤に沈下が生ずるとすれば、その時間的なものも考慮した理論づけが必要である。もし粘性土地盤にPACKED-DRAIN打設時に沈下が生ずるとすれば、その時間的なことを考慮すると、静的な荷重と異なる別の現象を考えなければならない。PACKED-DRAIN工法では、外径約15cm程度のケーシングを4本同時にバイブロハンマーで打設し、ケーシングの打設時と引き抜き時の2回に亘って、周辺地盤に連続的な振動を与えており、形成されたサンドドレーンはポリエチレン製の袋によって周辺地盤と一線を画しており、袋が壁となって砂柱を保持している。しかもケーシング引き抜き時に送気されるコンプレッドエアーが、この壁面に沿って地上に排出されることに注目する必要がある。本工法ではケーシングを介して、周辺地盤に対してバイブロハンマーの振動を与えるから、ケーシング周囲一定範囲の粘性地盤を水と土粒子とに遊離させ、その遊離した水をケーシングの外周に集めて土粒子と分離する。この遊離の状態が広範囲に亘ると地盤破壊が生ずるが、ここでは遊離と分離が連続的に行われているものと考えられる。ケーシングの引き抜きに際して送気されるコンプレッドエアーはPACKED-DRAIN外周面に集水された分離水を壁面に沿って、効率的に地上に排水する。

分離水の排水は隣接PACKED-DRAINの打設時に送気されるコンプレッドエアーによっても繰返し行なわれる。従来のサンドドレーンにおいてもケーシングによる周辺地盤の排除による過剰間隙水圧の発生は観測されている。しかし従来の最も一般的なサンドドレーンのケーシングの外径は約43cm程度のものである。

これに比してPACKED-DRAINのケーシングは前述のごとく15cm程度のものであり、周辺地盤の排除効果は従来のサンドドレーンに比して小さいのである。PACKED-DRAIN工法はケーシングの径が小さいためにその振動効果を周辺地盤に大きく与えて集水効果をよくしていることが考えられる。しかもポリエチレン製の袋体が周辺に存在することから、その壁面が明確化されるのである。PACKED-DRAIN打設時の粘性地盤の沈下は、振動集水効果とコンプレッドエアーによる強制排水作用によるものである。壁面効果がさらにこの現象を効率よくしているものと考えられる。このように考えると時間的なものもある程度理解できるのである。

PACKED-DRAINの壁面に沿って水が排出される現象はPACKED-DRAINを打設する現場では、常にみかけられる現象である。果して粘性土層にPACKED-DRAINを打設した時に、沈下が生ずるか否かは後で実験の結果をふまえてそのプロセスをも含めて論ずるものとする。

従来のサンドドレーンを打設した時に沈下が生ずるということは、赤井の研究等でも報告されている。

つぎにこの4基のタンクの設計時に推定した沈下量と実測沈下量との関係について、その比較をしてみるとつぎのようになる。

TK-1タンクではPACKED-DRAIN打設時の沈下量を加えた実測値が、設計時に推定した沈下量の約95.5%である。

同様にTK-2タンクでは約93%

TK-3タンクでは約87%

TK-4タンクでは約86%である。

この4基の実測沈下量の平均値は、設計時に推定した平均沈下量の約90%である。

もしPACKED-DRAIN打設時の沈下量を無視すると、実測沈下量は設計時に推定した沈下量の約60%となるのである。

このように推定沈下量と実測沈下量が大きく異なると、実務上では非常に障害となるのである。

以上の実例からでもある程度推定できるが、著者の経験からもやはりPACKED-DRAIN打設時に生ずる沈下は圧密沈下となんらかの関係があることが予測されるのである。

間隙水圧の実測記録はつぎのとおりである。

図2・53はTK-1タンクの盛土高・間隙水圧～時間図であり、図2・53(a)は盛土の中心部、(b)は東側、(c)は西側、(d)は南側、(e)は北側に設置された間隙水圧の実測値を示すものである。なお各点とも深度の異なる粘性土層の中に間隙水圧計を設置してあるので、記録としては10ヶ所ある。

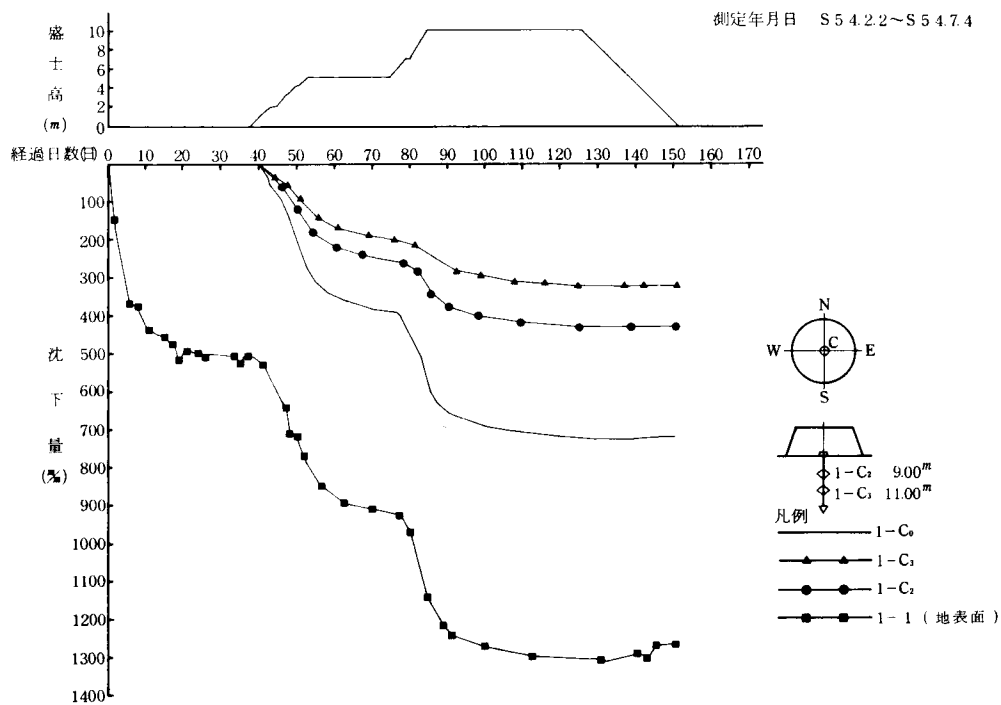


図 2・49(a) 盛土高・沈下量～時間図(TK-1タンクC)

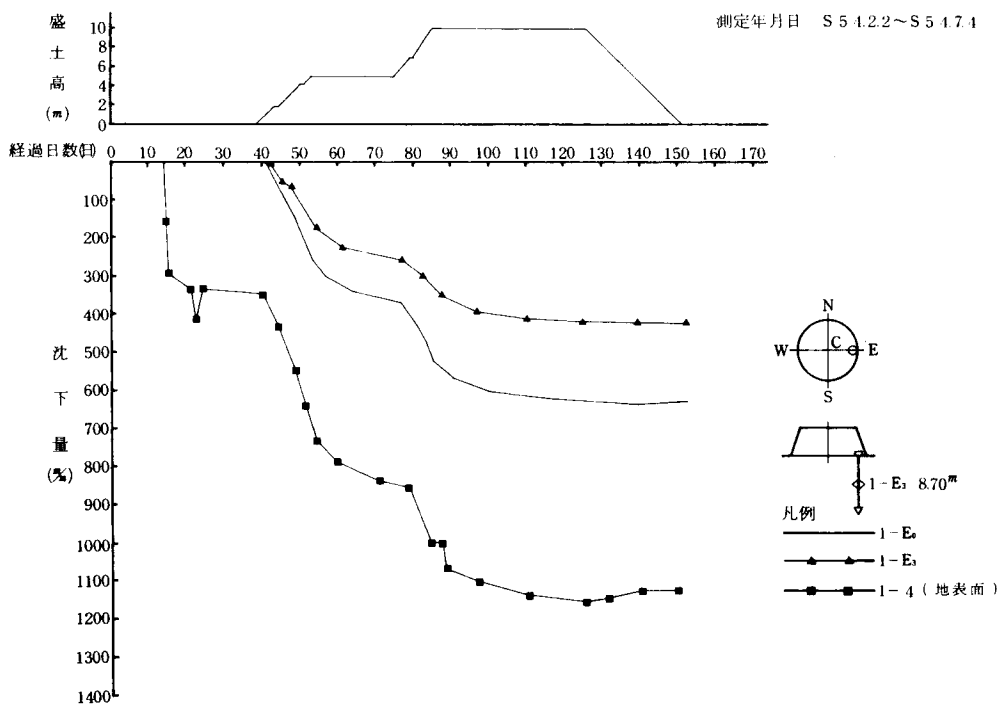


図 2・49(b) 盛土高・沈下量～時間図(TK-1タンクE)

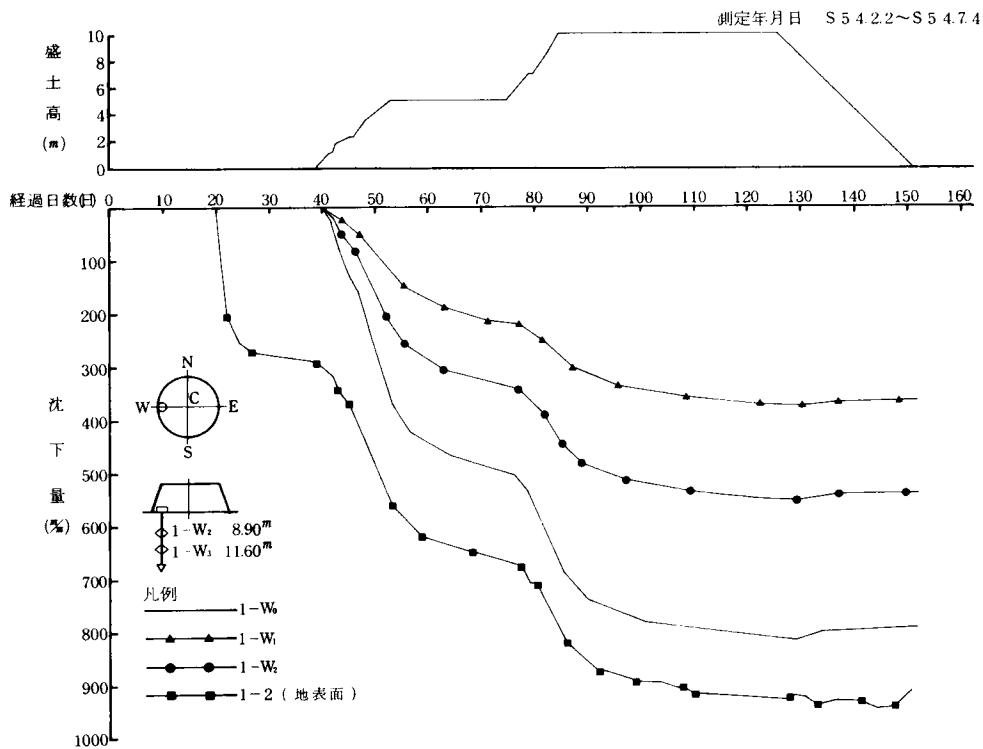


図 2・49(c) 盛土高・沈下量～時間図(TK - 1 タンクW)

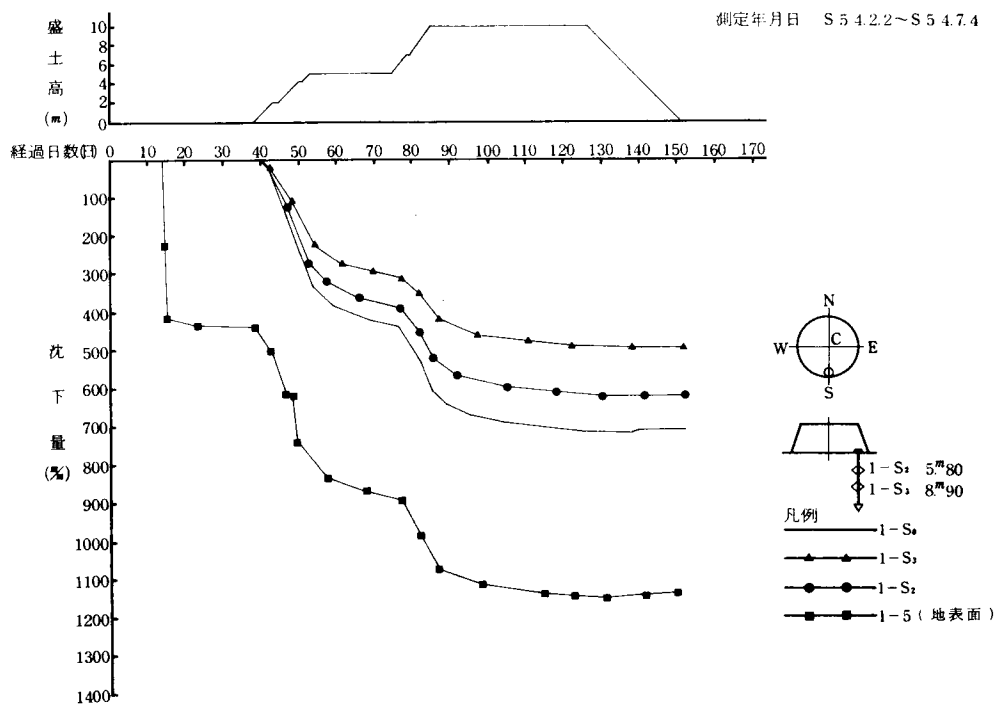


図 2・49(d) 盛土高・沈下量～時間図(TK - 1 タンクS)

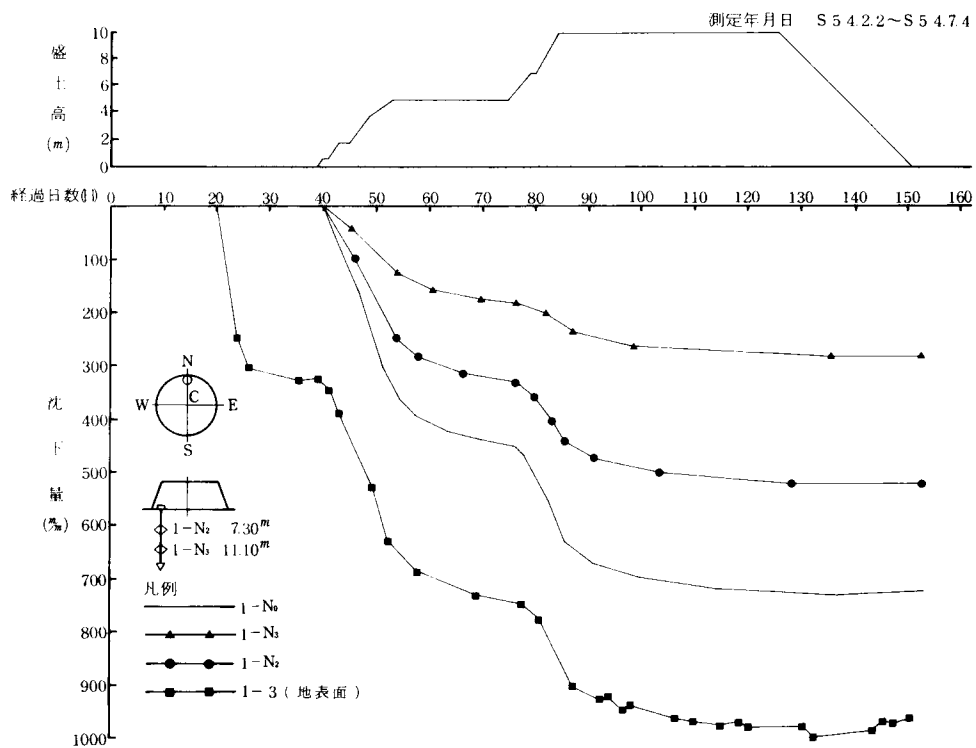


図 2・49(e) 盛土高・沈下量～時間図(TK-1タンクN)

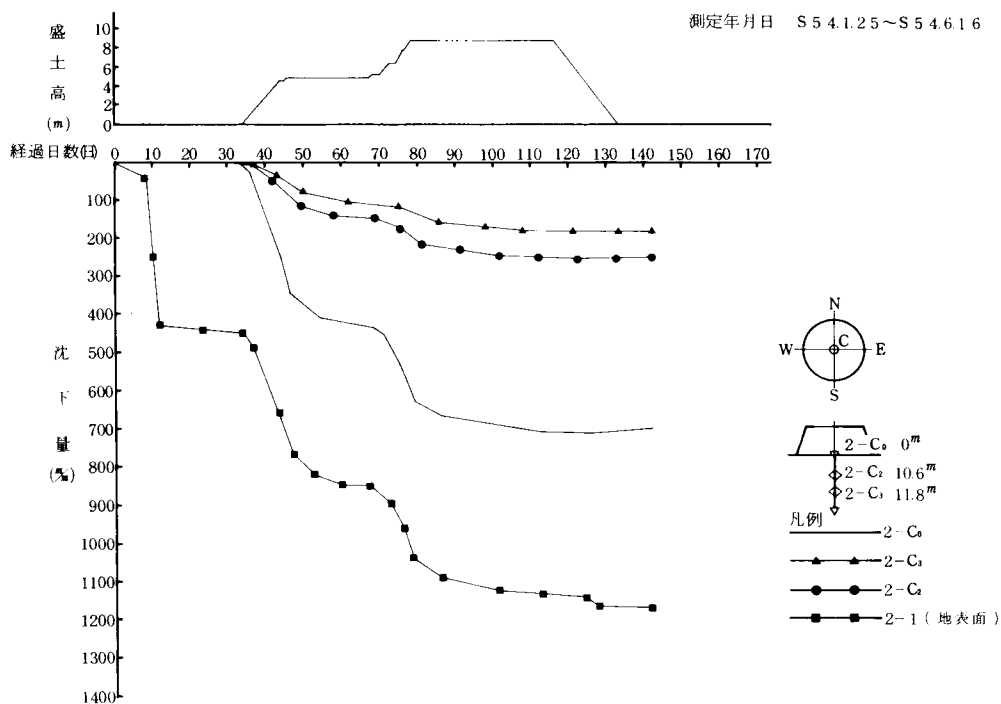


図 2・50(a) 盛土高・沈下量～時間図(TK-2タンクC)

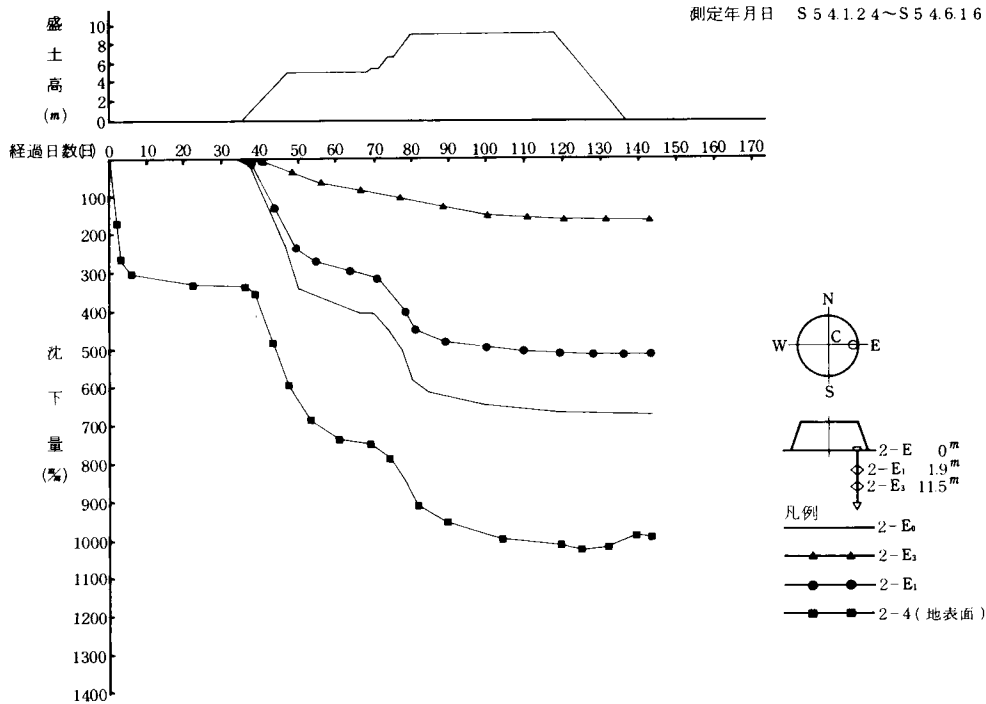


図 2・50(b) 盛土高・沈下量～時間図(TK-2 タンクE)

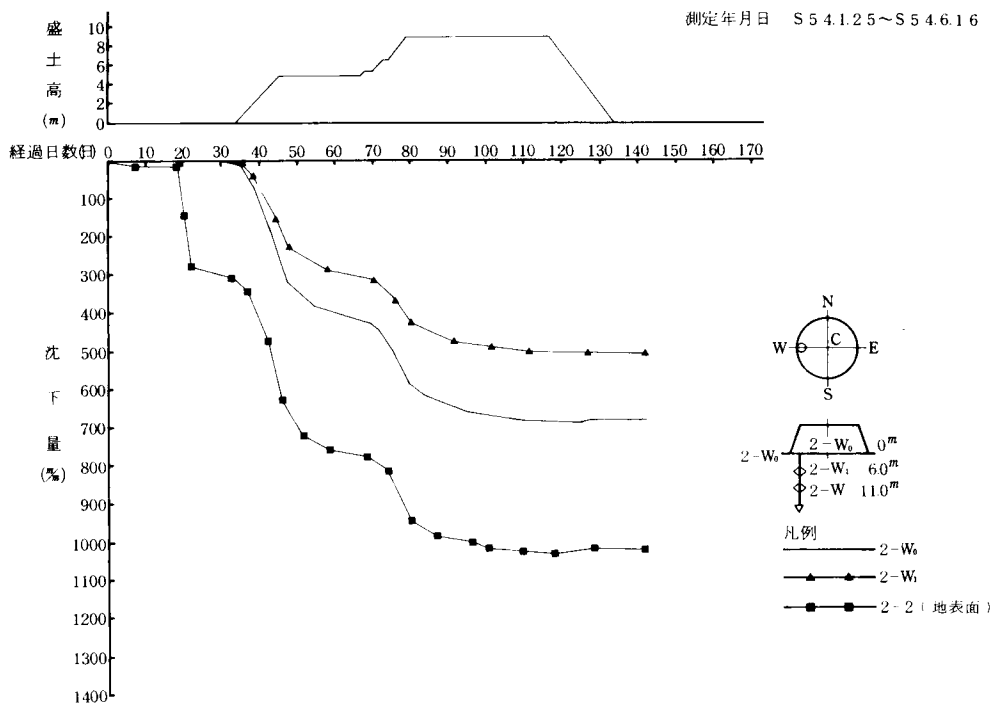


図 2・50(c) 盛土高・沈下量～時間図(TK-2 タンクW)

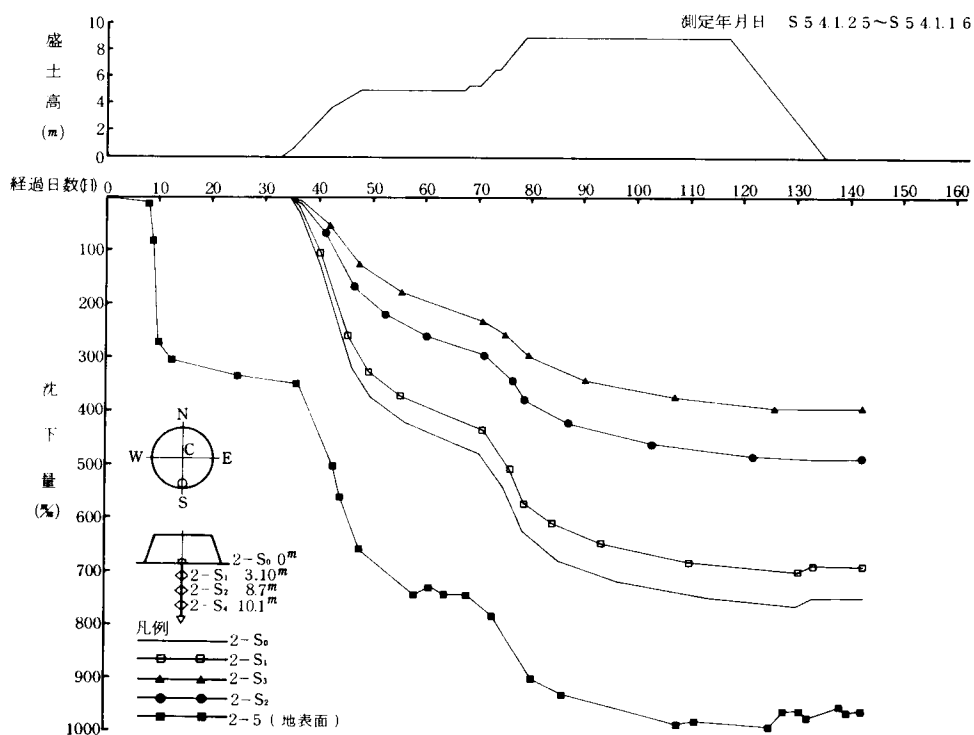


図 2・50(d) 盛土高・沈下量～時間図(TK-2 タンクS)

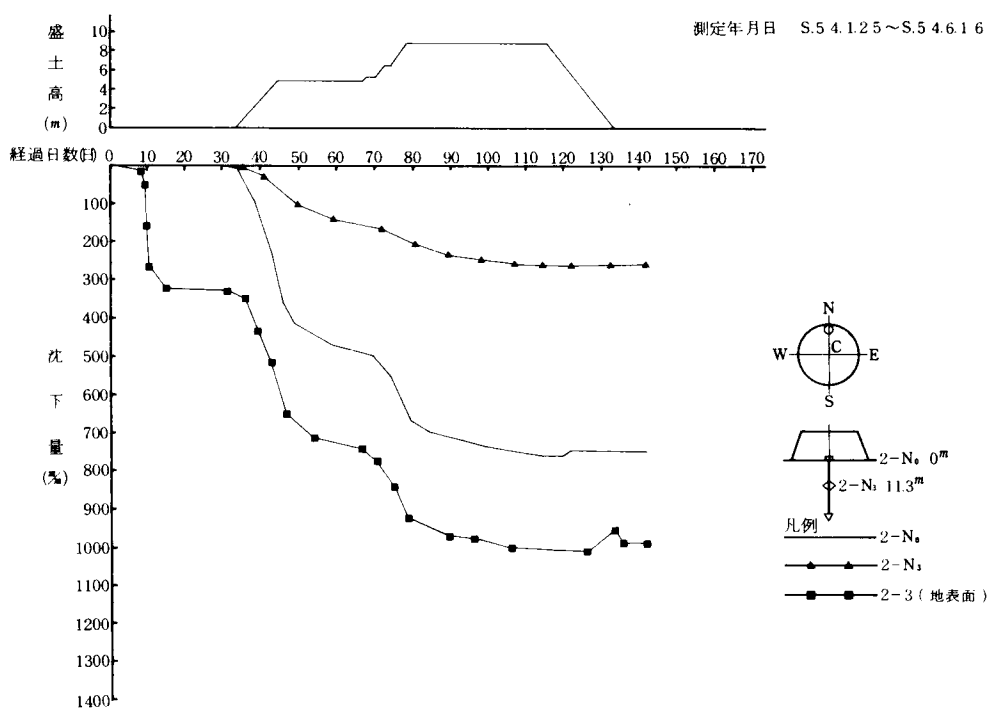


図 2・50(e) 盛土高・沈下量～時間図(TK-2 タンクN)

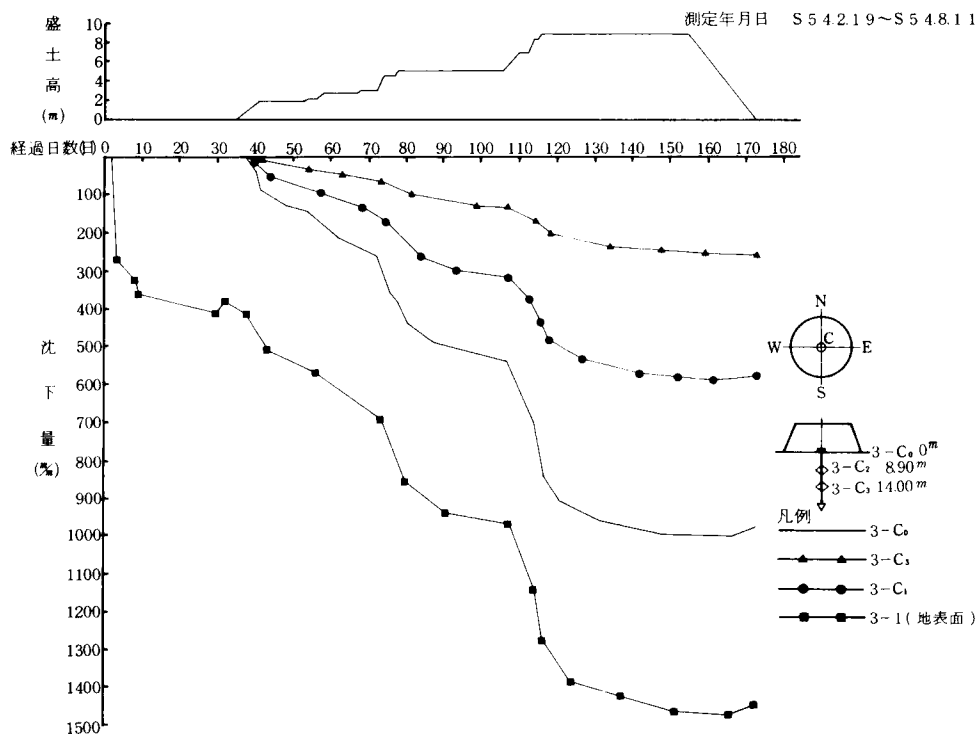


図2・51(a) 盛土高・沈下量～時間図(TK-3タンクC)

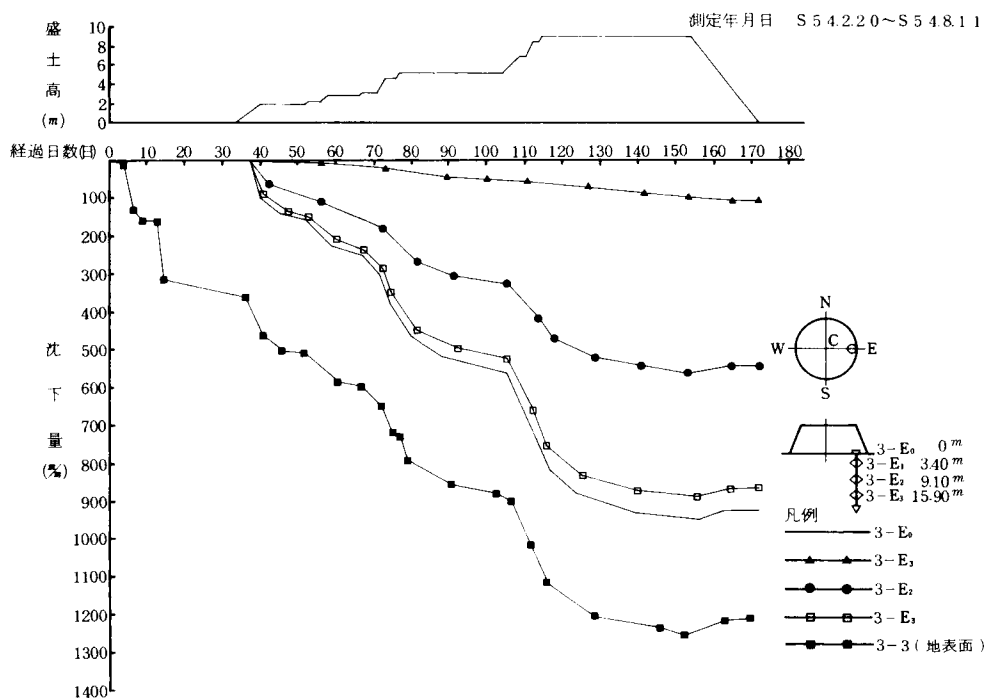


図2・51(b) 盛土高・沈下量～時間図(TK-3タンクE)

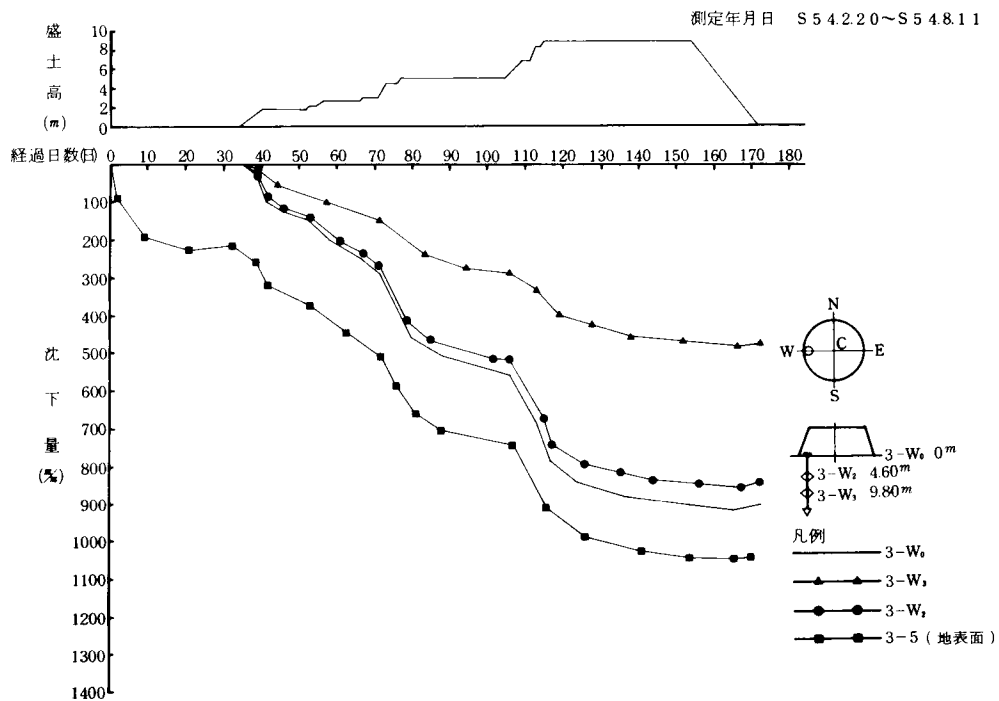


図2・51(c) 盛土高・沈下量～時間図(TK-3タンクW)

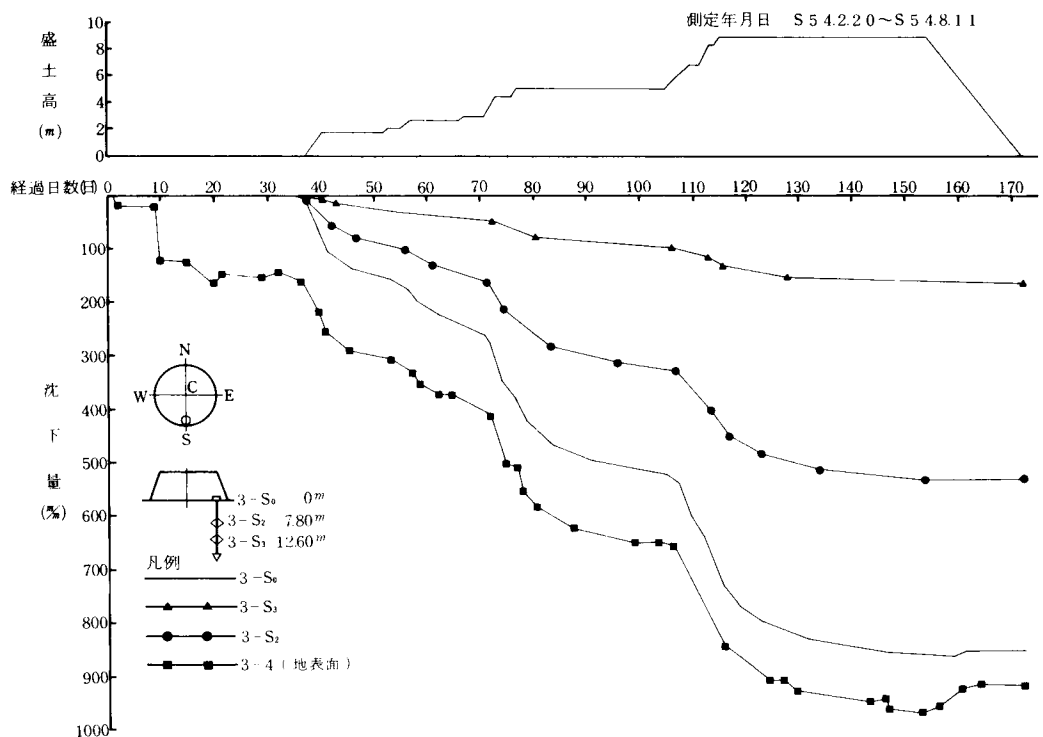


図2・51(d) 盛土高・沈下量～時間図(TK-3タンクS)

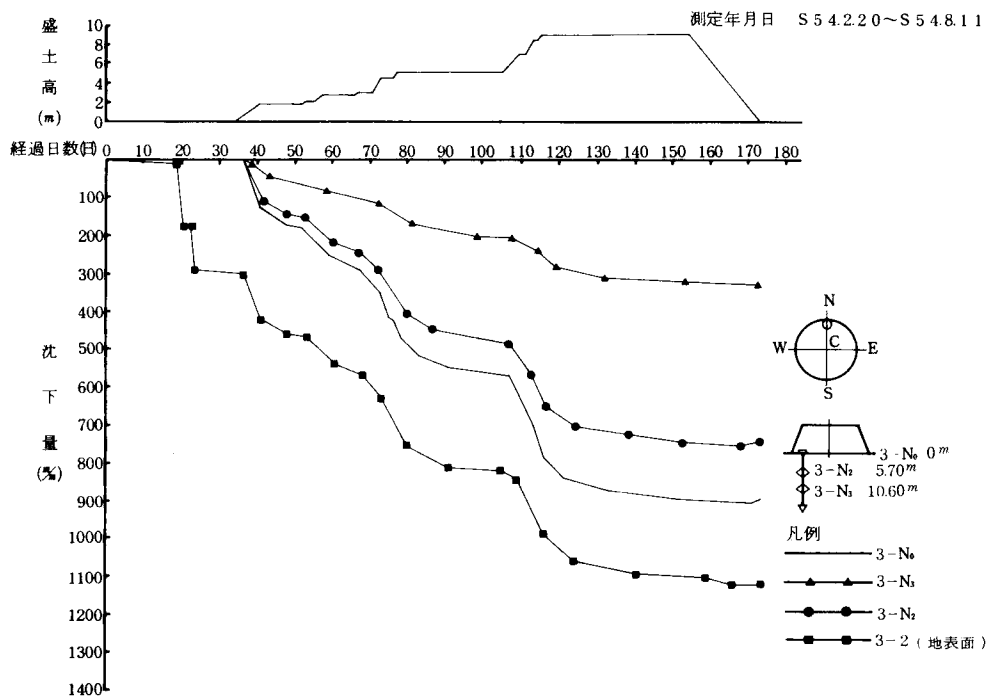


図 2・51(e) 盛土高・沈下量～時間図(TK-3 タンクN)

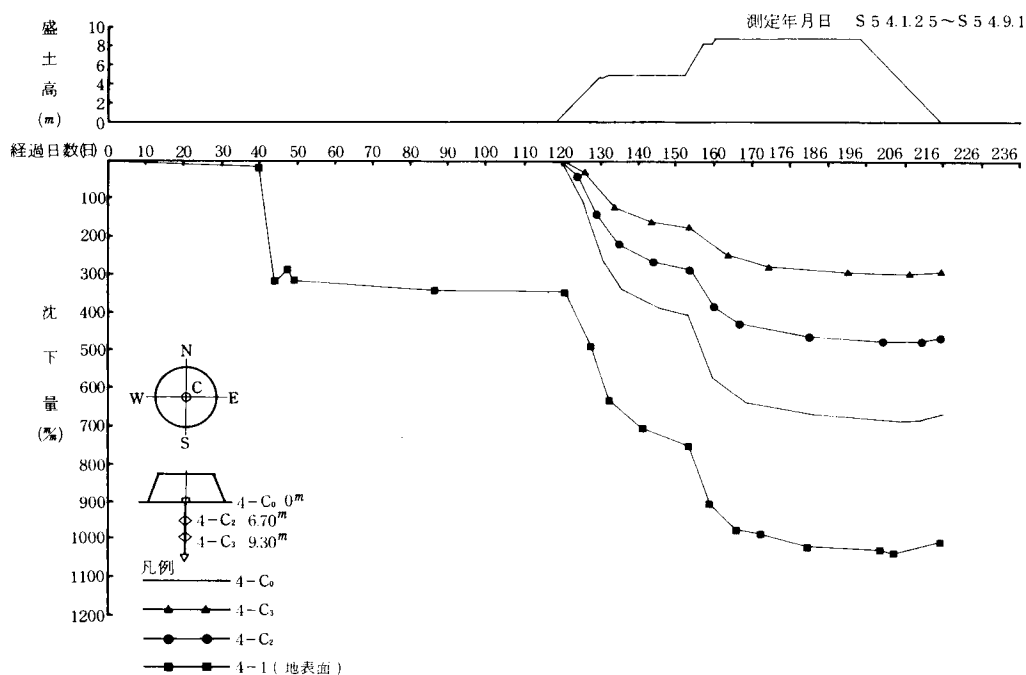


図 2・52(a) 盛土高・沈下量～時間図(TK-4 タンクC)

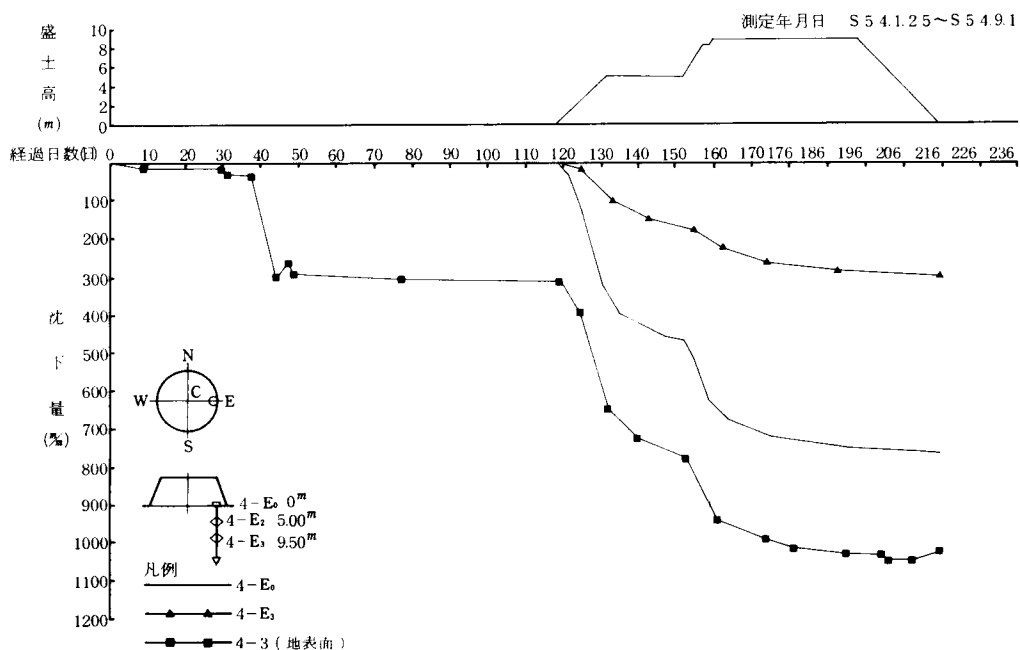


図 2・52(b) 盛土高・沈下量～時間図(TK-4タンクE)

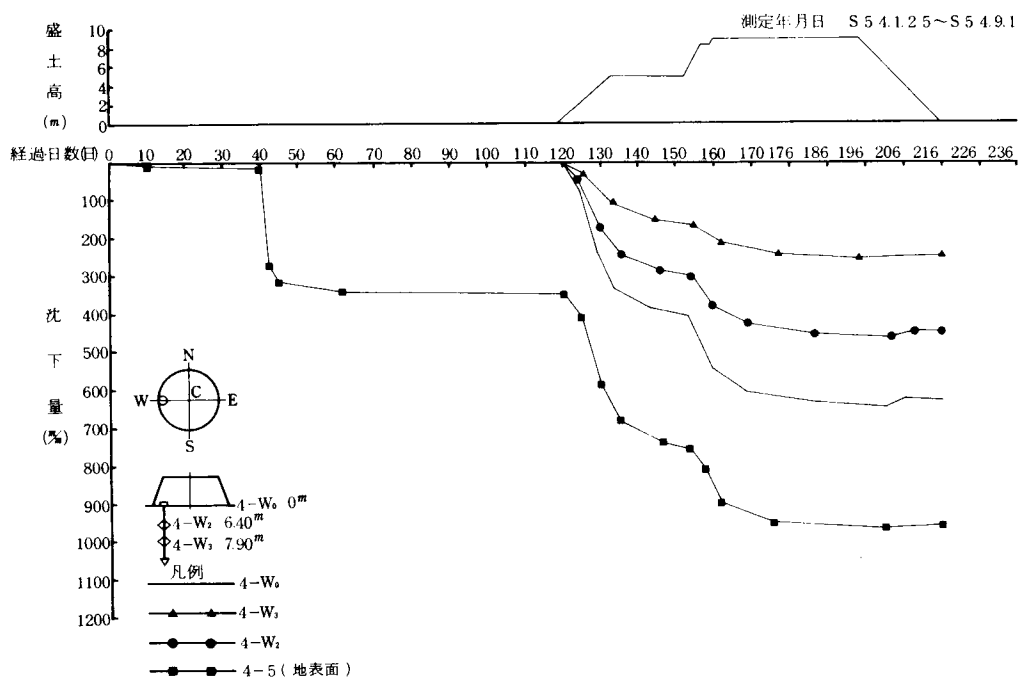


図 2・52(c) 盛土高・沈下量～時間図(TK-4タンクW)

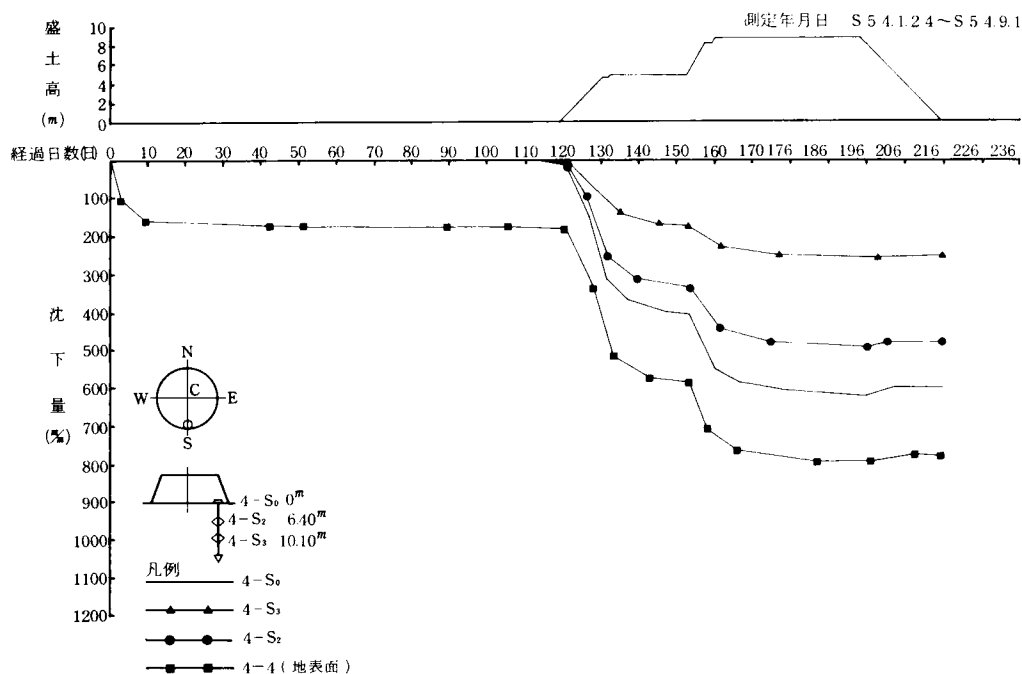


図 2・52(d) 盛土高・沈下量～時間図 (TK-4 タンクS)

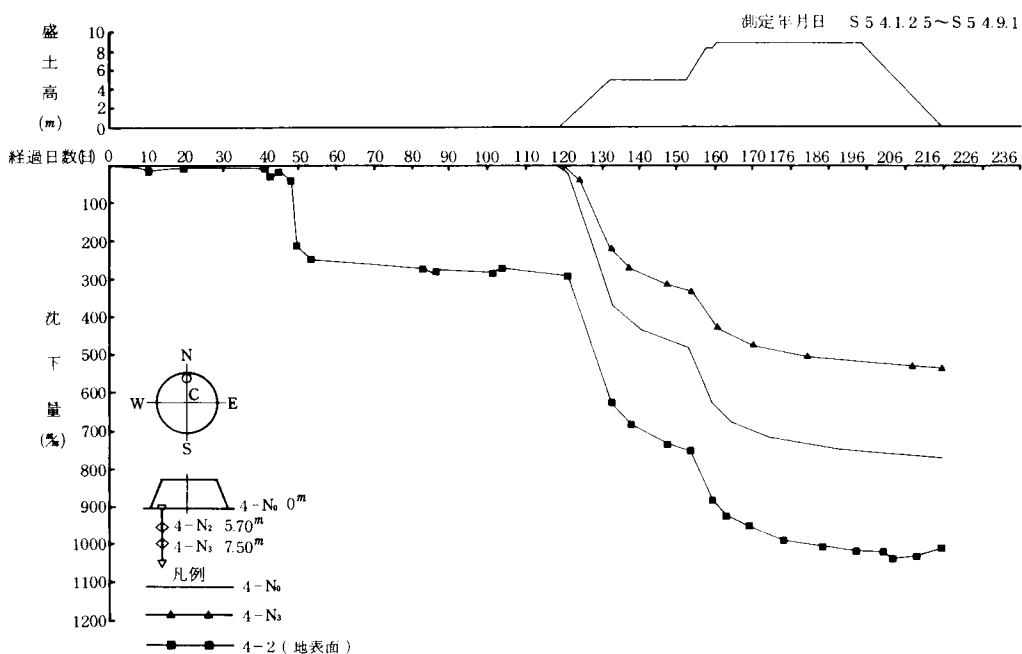


図 2・52(e) 盛土高・沈下量～時間図 (TK-4 タンクN)

測定年月日 S 5 4.2.2 4 ~ S 5 4.7.4

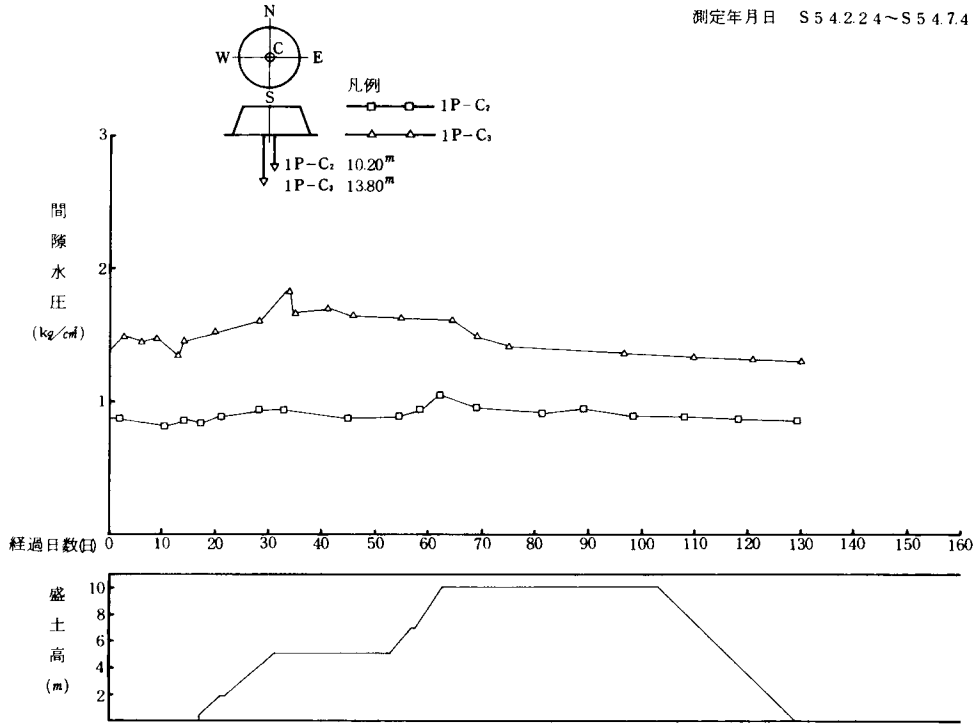


図 2・53(a) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-1 タンクC)

測定年月日 S 5 4.3.2 ~ S 5 4.7.4

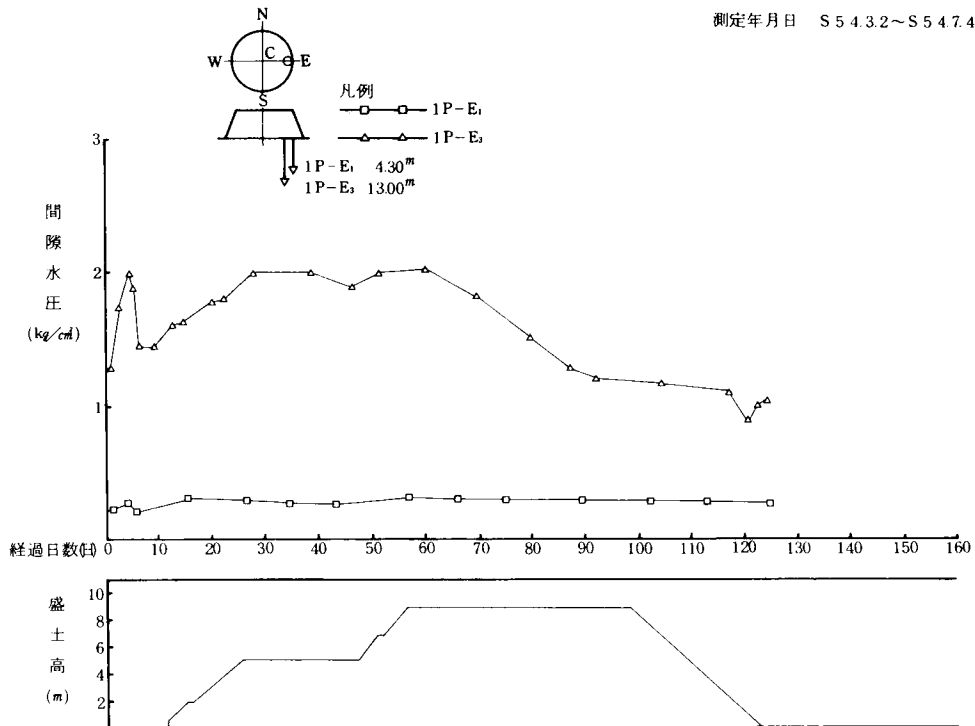


図 2・53(b) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-1 タンクE)

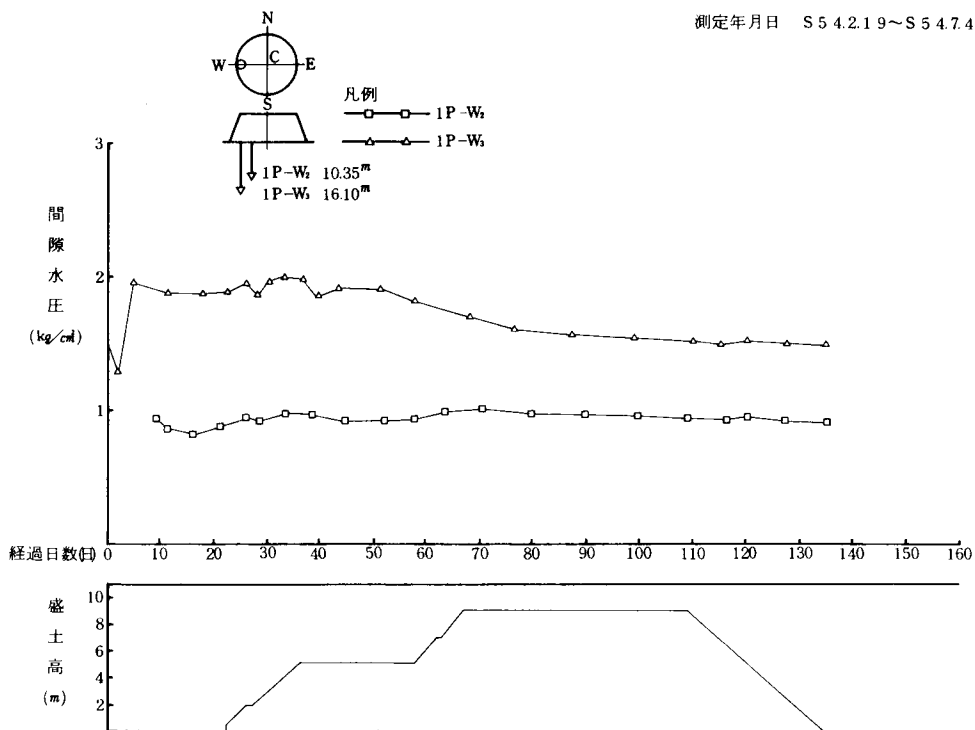


図 2・53(c) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-1 タンク W)

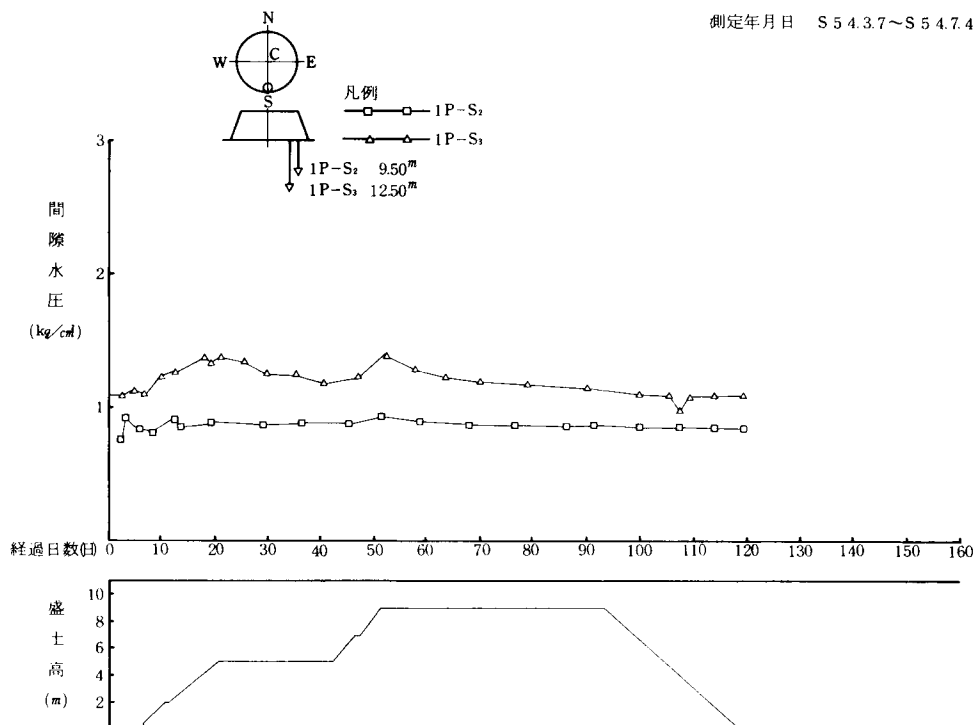


図 2・53(d) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-1 タンク S)

測定年月日 S 5 4.2.19 ~ S 5 4.7.4

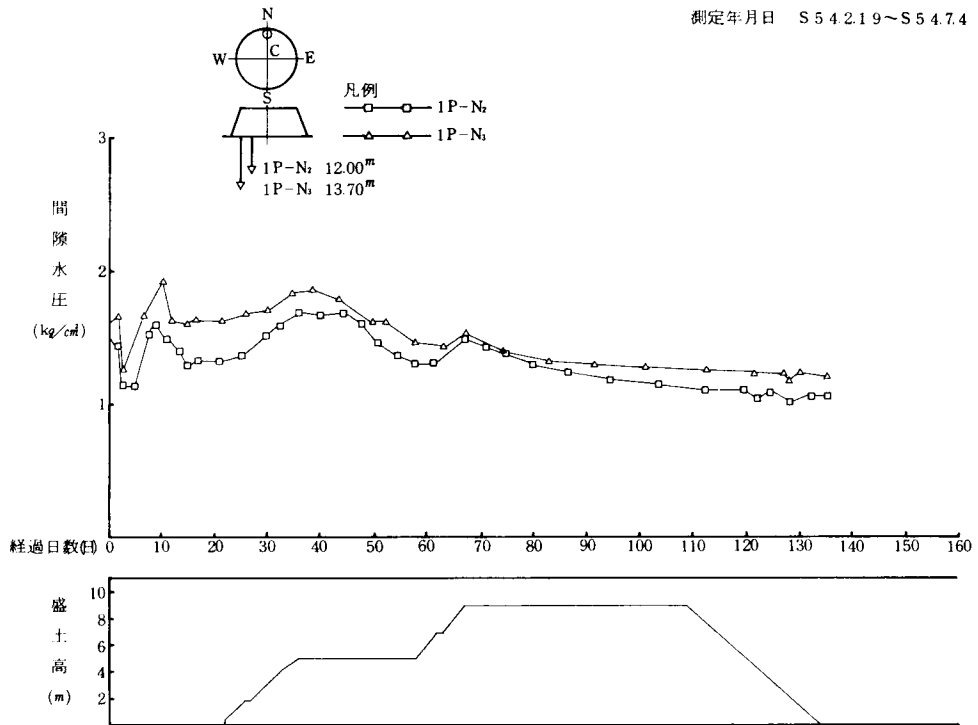


図 2・53(e) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-1タンクN)

測定年月日 S 5 4.2.13 ~ S 5 4.6.16

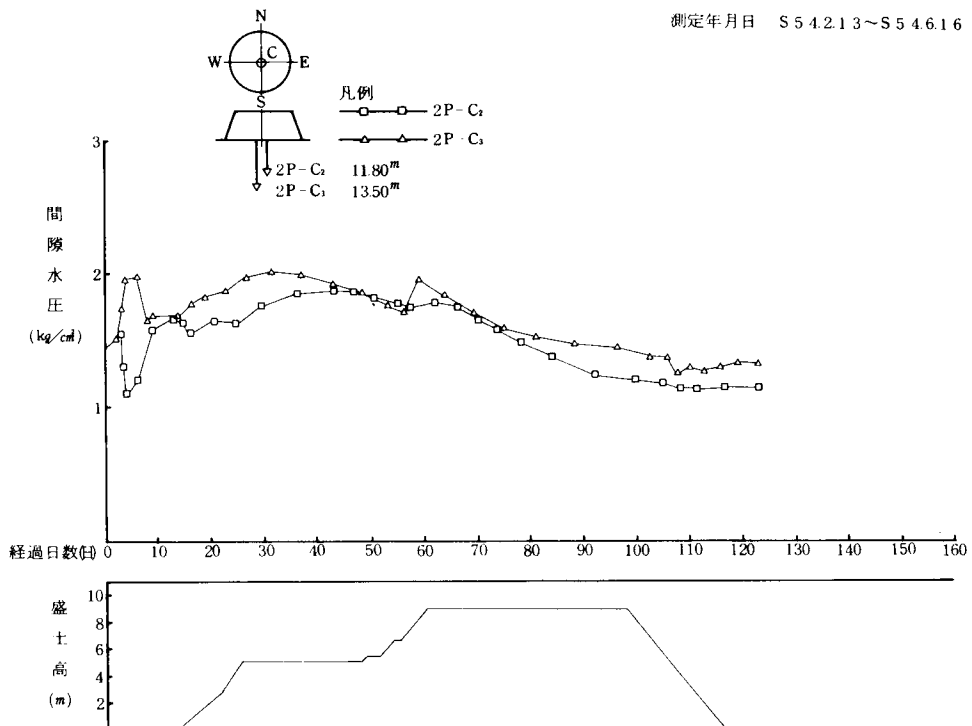


図 2・54(a) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-2タンクC)

測定年月日 S 5 4.2.13 ~ S 5 4.6.16

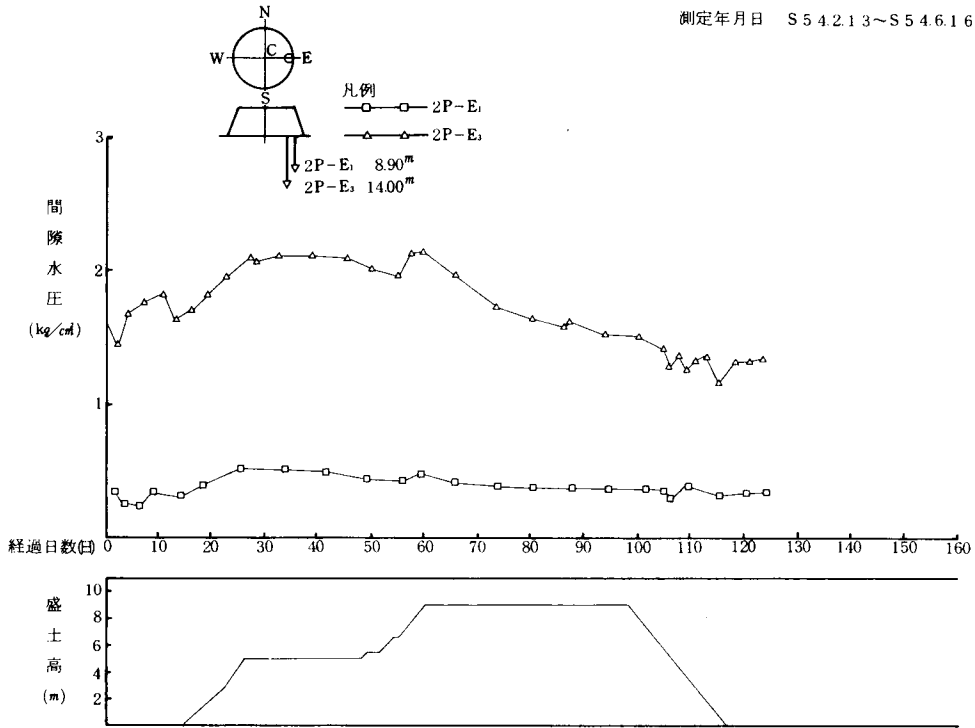


図 2・54(b) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-2 タンク E)

測定年月日 S 5 4.2.8 ~ S 5 4.6.16

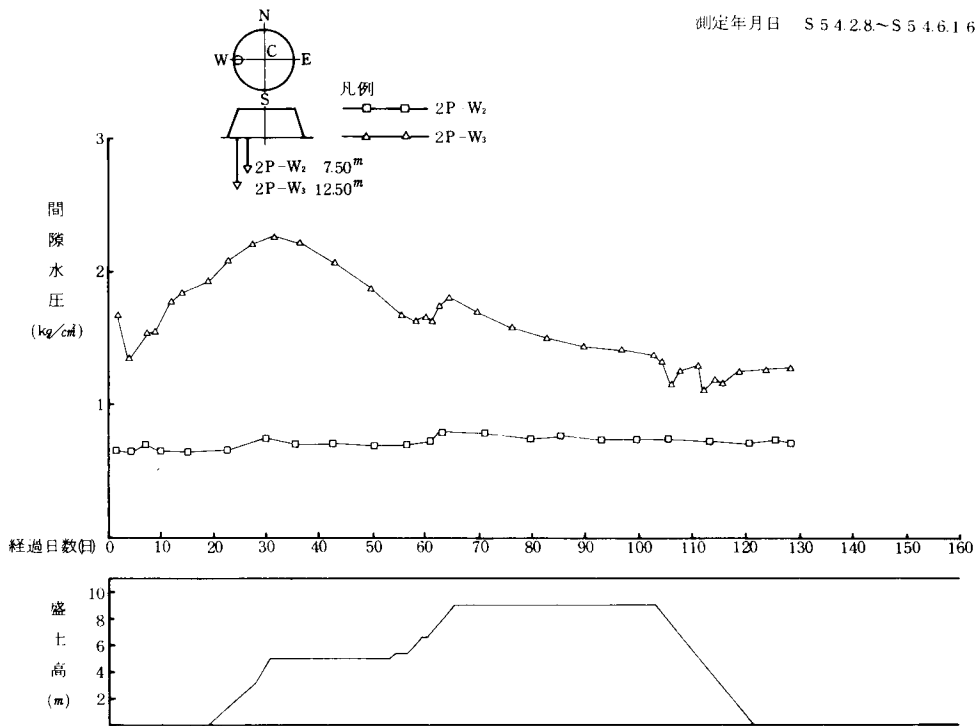


図 2・54(c) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-2 タンク W)

測定年月日 S 5 4.2.7 ~ S 5 4.6.16

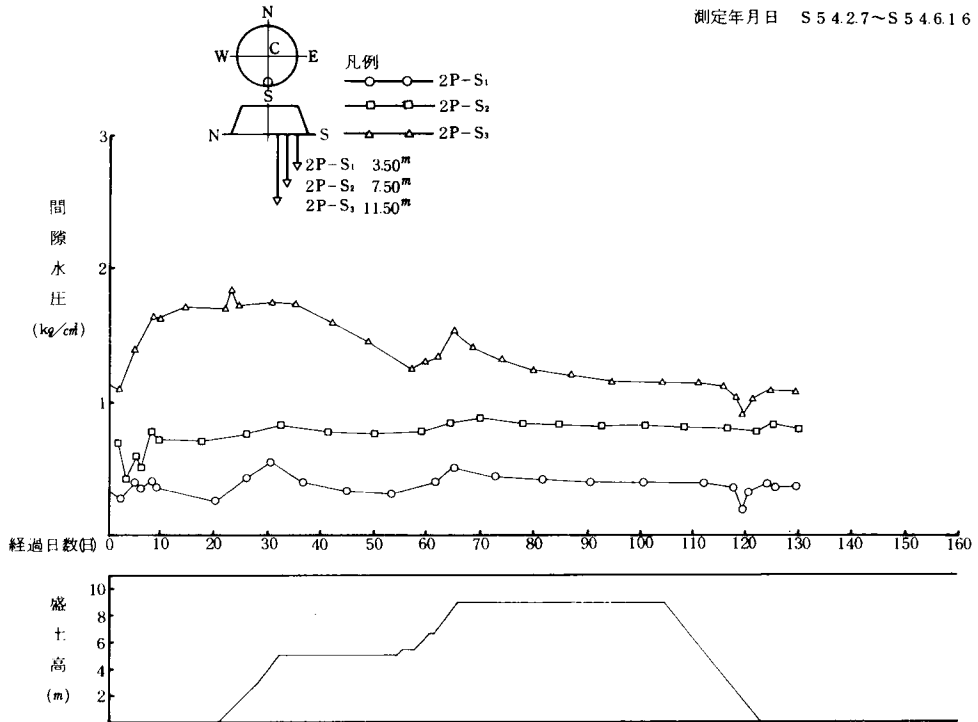


図 2・54(d) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-2タンクS)

測定年月日 S 5 4.2.16 ~ S 5 4.6.16

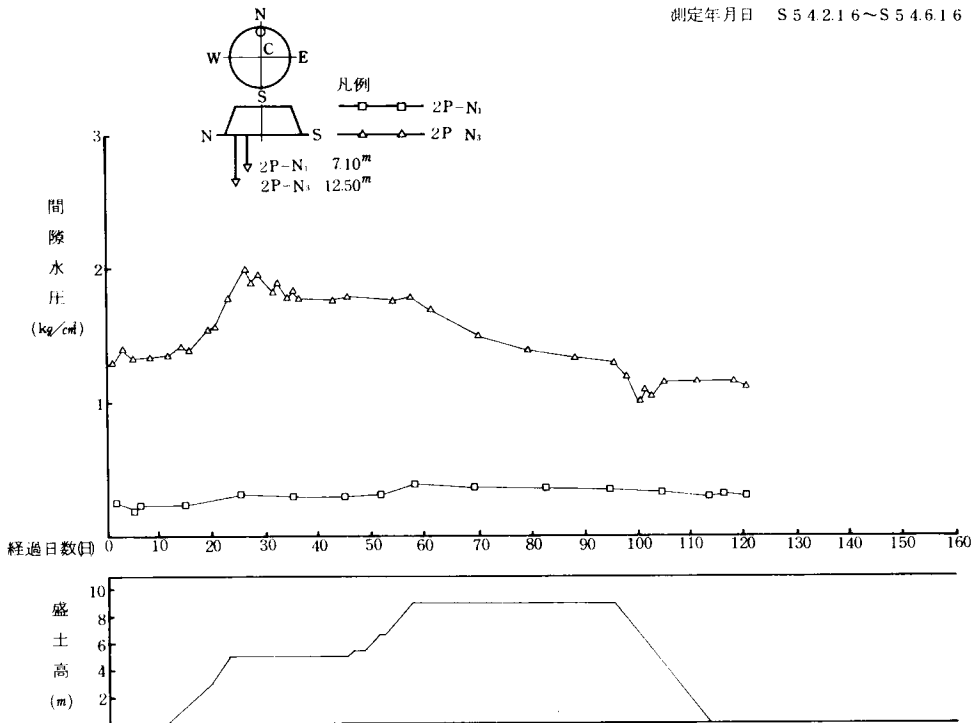


図 2・54(e) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-2タンクN)

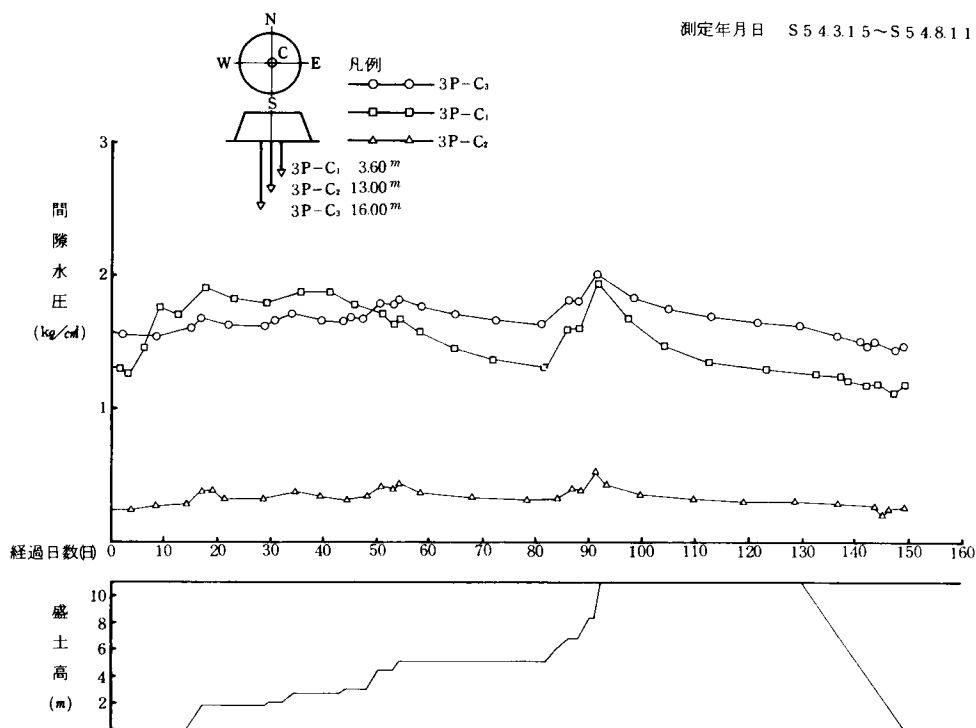


図 2・55(a) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-3 タンクC)

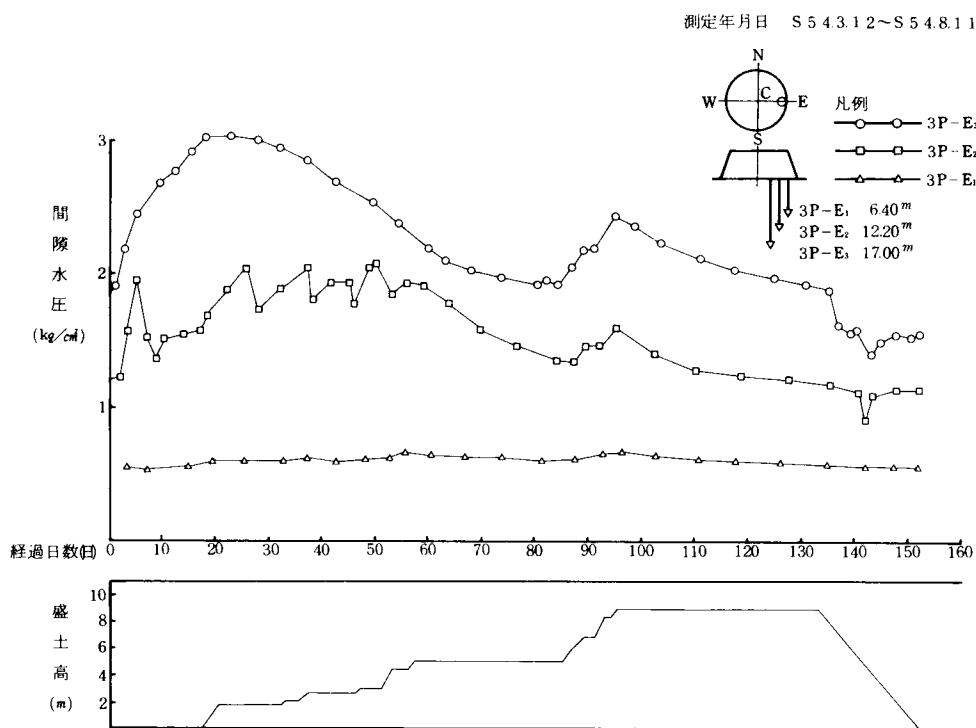


図 2・55(b) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-3 タンクE)

測定年月日 S.54.3.22~S.54.8.11

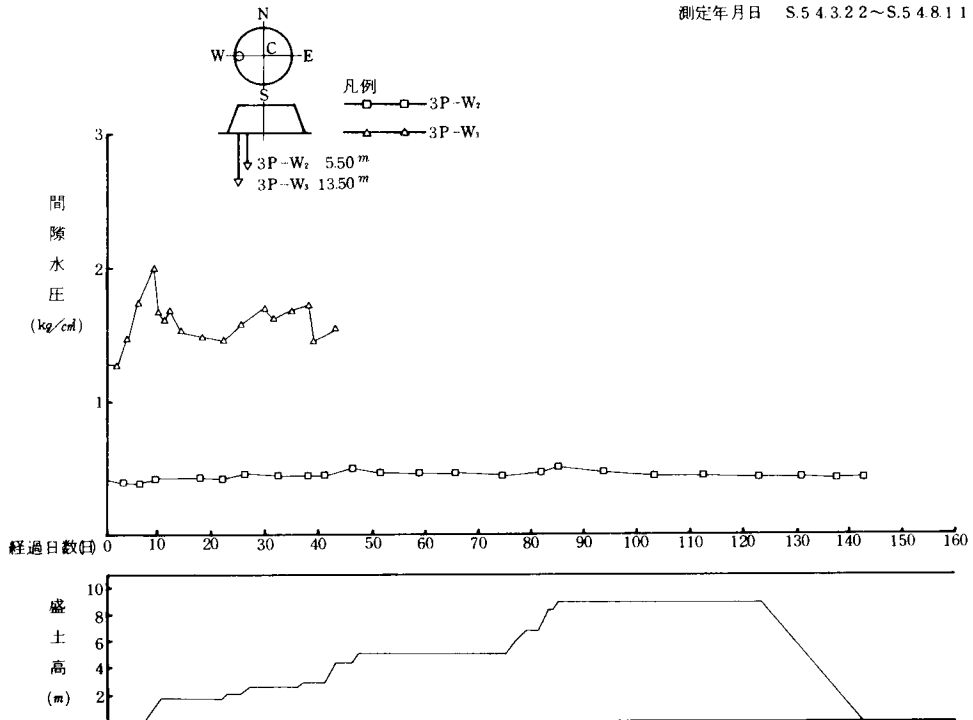


図2・55(c) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-3タンクW)

測定年月日 S.54.3.10~S.54.8.11

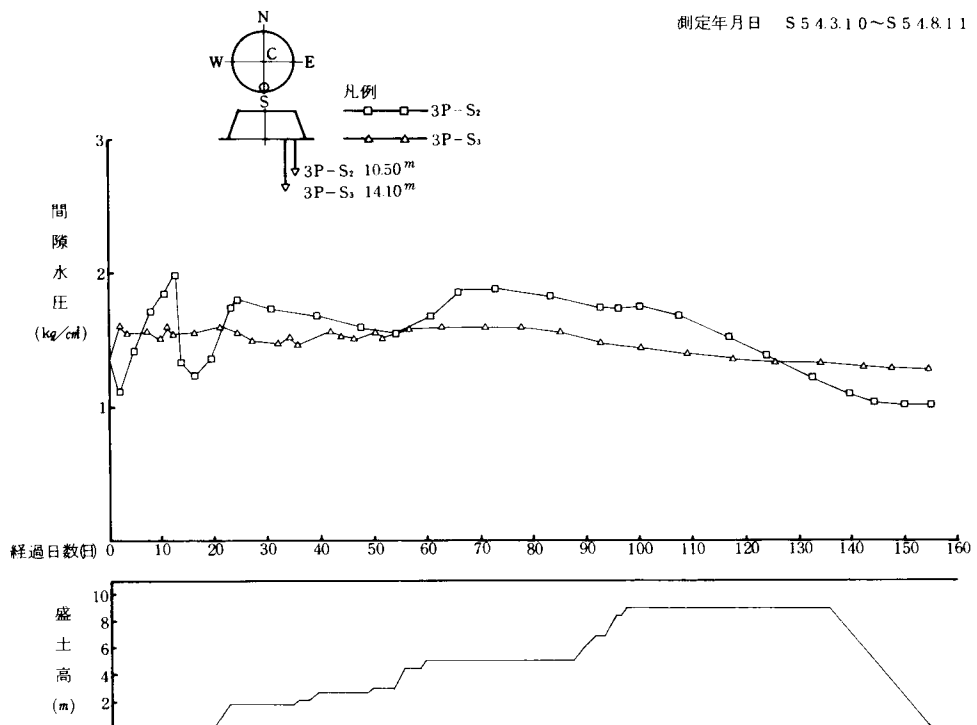


図2・55(d) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-3タンクS)

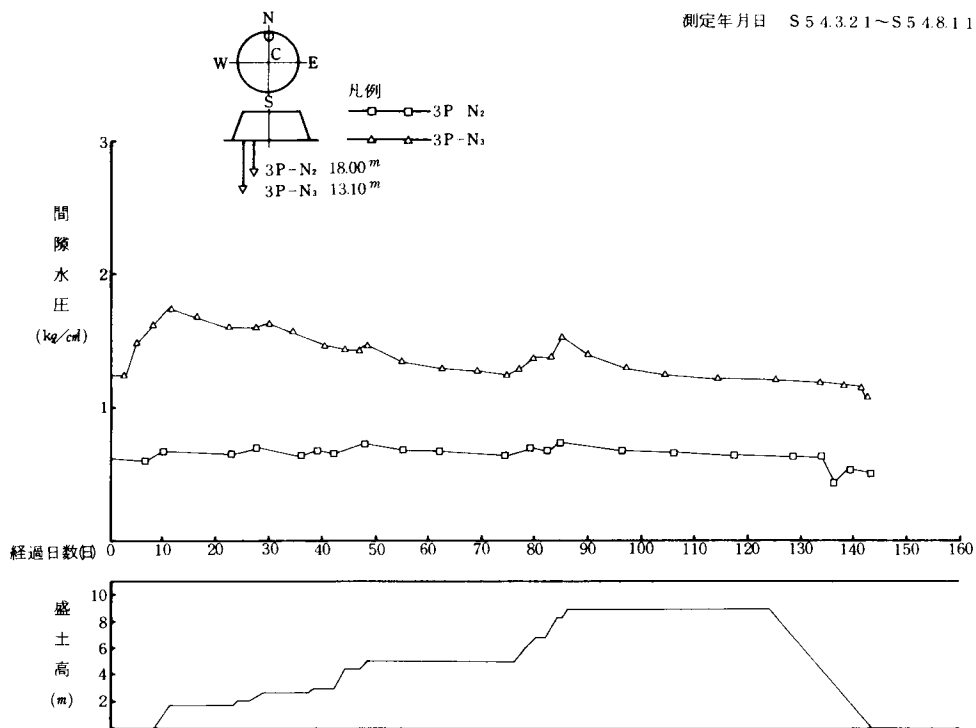


図 2・55(e) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-3 タンクN)

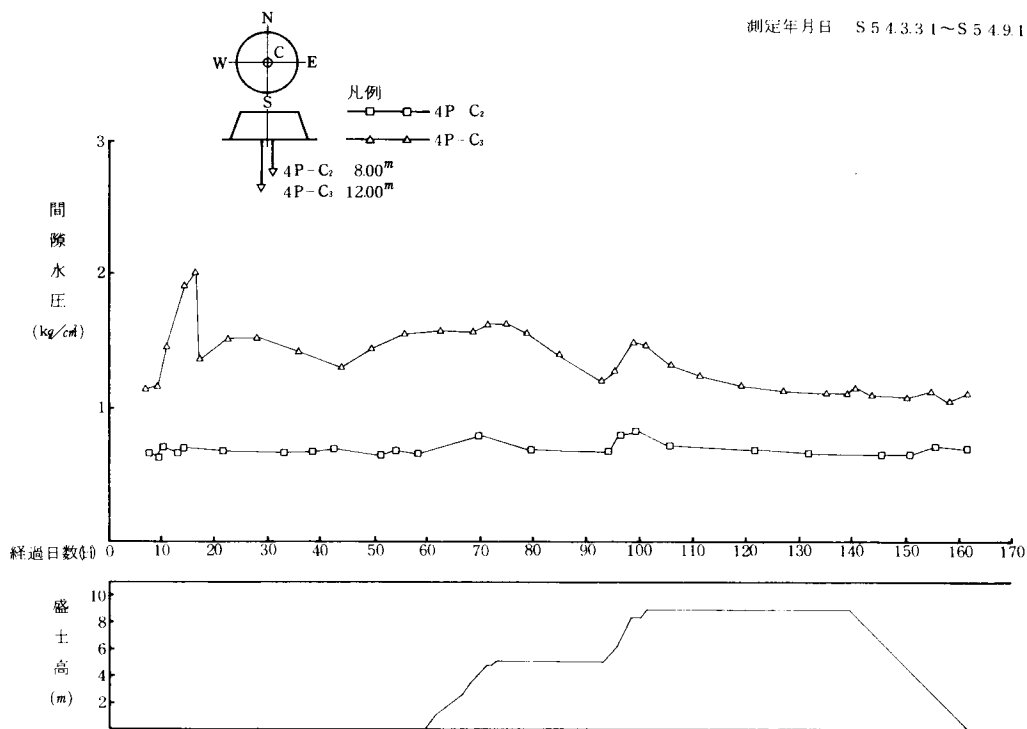


図 2・56(a) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-4 タンクC)

測定年月日 S 5 4.3.27 ~ S 5 4.9.1

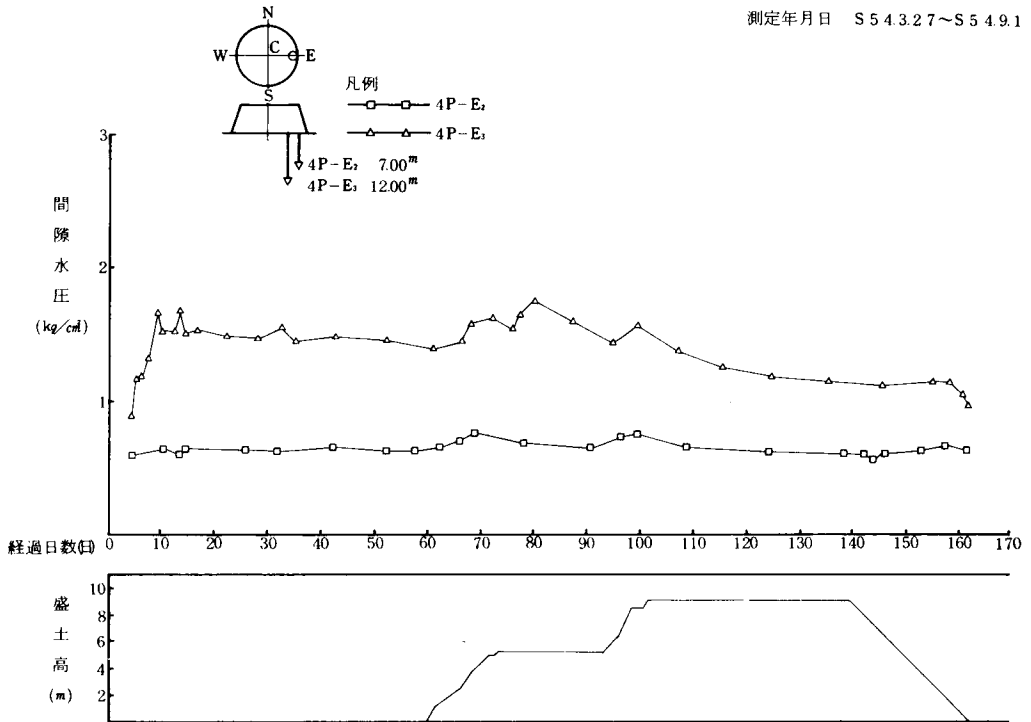


図 2・56(b) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-4タンクE)

測定年月日 S 5 4.3.26 ~ S 5 4.9.1

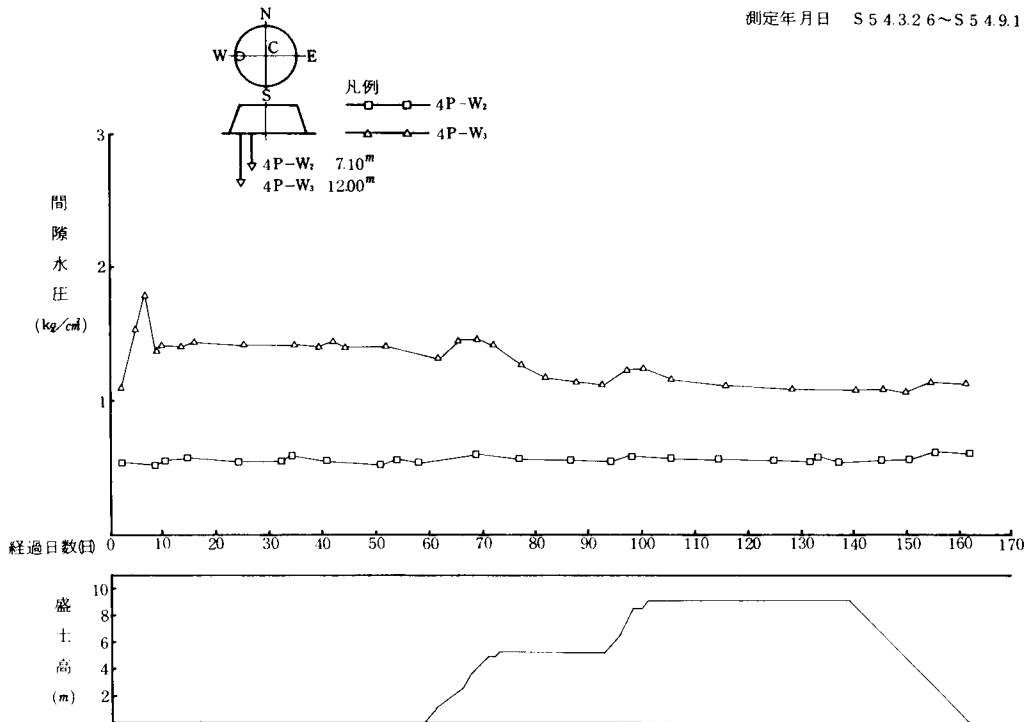


図 2・56(c) 盛土高・間隙水圧～時間図(TK-4タンクW)

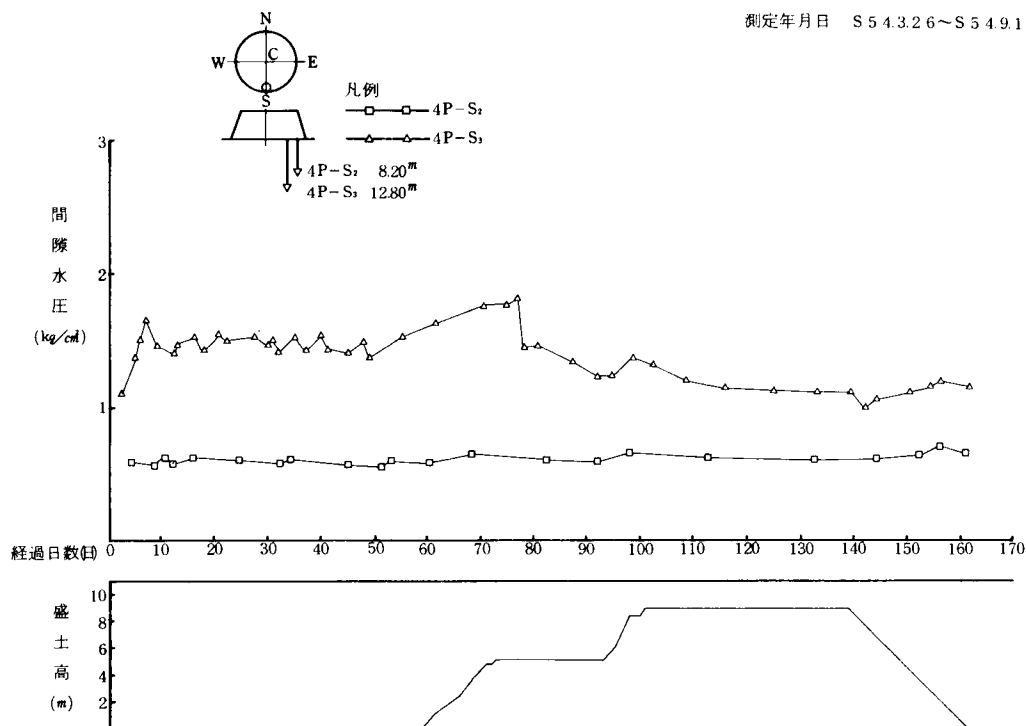


図 2・56(d) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-4 タンクS)

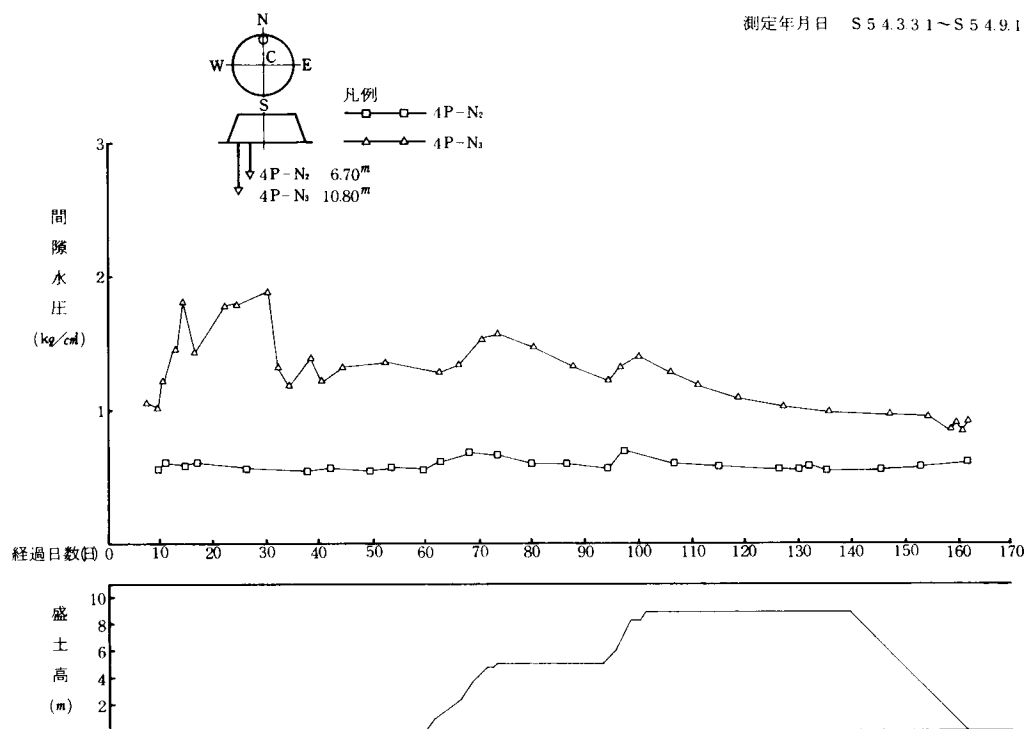


図 2・56(e) 盛土高・間隙水圧～時間図 (TK-4 タンクN)

TK-2は図2・54で(a), (b), (c), (d), (e)の設置位置はTK-1タンクと全く同様である。

TK-3タンクは図2・55, TK-4タンクは図2・56のシリーズである。間隙水圧計はその設置技術等正常に作動させることは、相当な困難さがあるので、この場合沈下曲線を盛土管理の主体として、間隙水圧は補助的なものとした。全体的には比較的によく作動したものとして評価している。

以上の沈下実測記録、間隙水圧の記録からPACKED-DRAIN工法は、タンク基礎地盤の圧密促進に非常に有効であったことが証明されたのである。ただし、以上の記録からの結果は沈下を主体とした観点からみた圧密現象のとらえかたである。圧密促進工法の最も重要なことは、在来地盤を比較的短期間に改良して、上載構造物の荷重に充分耐え得る地盤に改良することである。この強度の面からみた改良効果を確認するために、盛土荷重を撤去する以前に設計時に推定した圧密率80%に達する圧密所要時間ならびに沈下、間隙水圧計の記録と合せて、圧密率80%以上に達したと判断された時点でチェックボーリングを行い、その土性値の改良結果を確認したのである。

その結果はつぎのとおりである。

TK-1タンクについて図2・57, TK-2タンクは図2・58, TK-3タンクは図2・59, TK-4タンクは図2・60にそれぞれ示すとおりの結果である。以上の結果から、強度の面からも地盤改良の目的が十分に達成されたことが確認されたのである。

つぎに盛土載荷重による基礎地盤の挙動として、荷重載荷面と無載荷面との境界付近で生ずる地盤の側方への変形がある。その挙動については定性的には確認されているが、定量的には一般的に鉛直方向の沈下に対して約10%程度であろうというのが通説である。

特に円形載荷重に対しての方向性を加味した実測例は少いのである。本実施例では前述のごとき地中変位計を用いて、盛土法尻付近において円形盛土の中心を結ぶ方向と、接線方向の二方に対する地盤の側方変位を観測したものである。各タンク東西の2箇所いわゆる盛土の対象点で計測を行ったものについて以下論ずるものである。

図2・61はTK-1タンクの記録である。図2・61(a)は盛土の東側、図2・61(b)は西側である。(a), (b)各々のX方向変位は、盛土法尻と盛土中心とを結ぶ方向であり、Y方向変位は円形盛土の接線方向を示すものである。従軸は地表面からの深さを示すものである。

TK-2タンクの記録は図2・62, TK-3タンクの記録は図2・63, TK-4タンクの記録は図2・64に示すとおりである。表示は各タンクともTK-1の表示と同じである。

これらの記録から明らかなことは、当然予測されることではあるが、Y方向の変位は僅少であり、X方向の変形は相当量生ずることが確認できたのである。

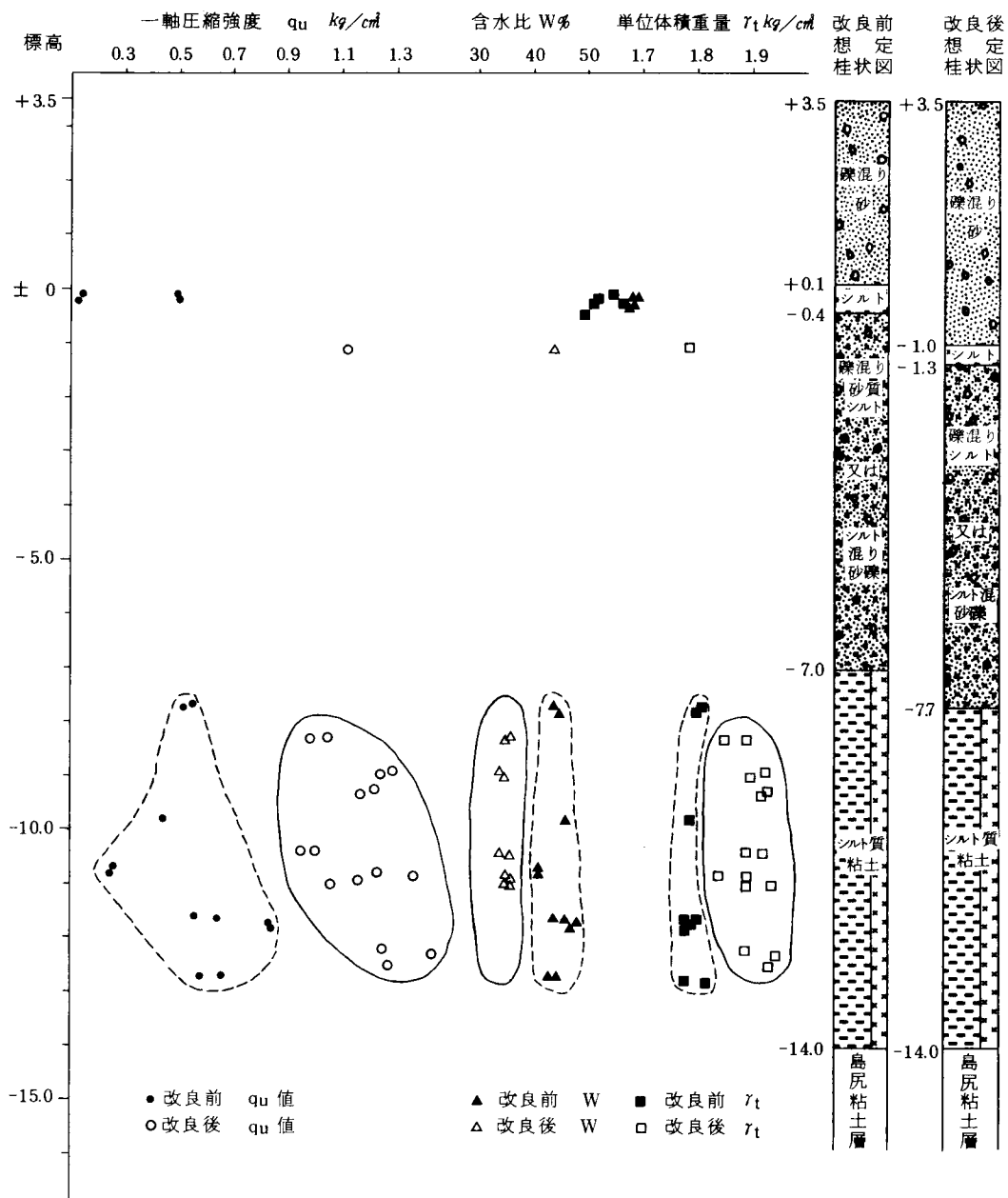


図2・57 TK-1タンク地盤改良前後の q_u , W 及び γ_t の比較

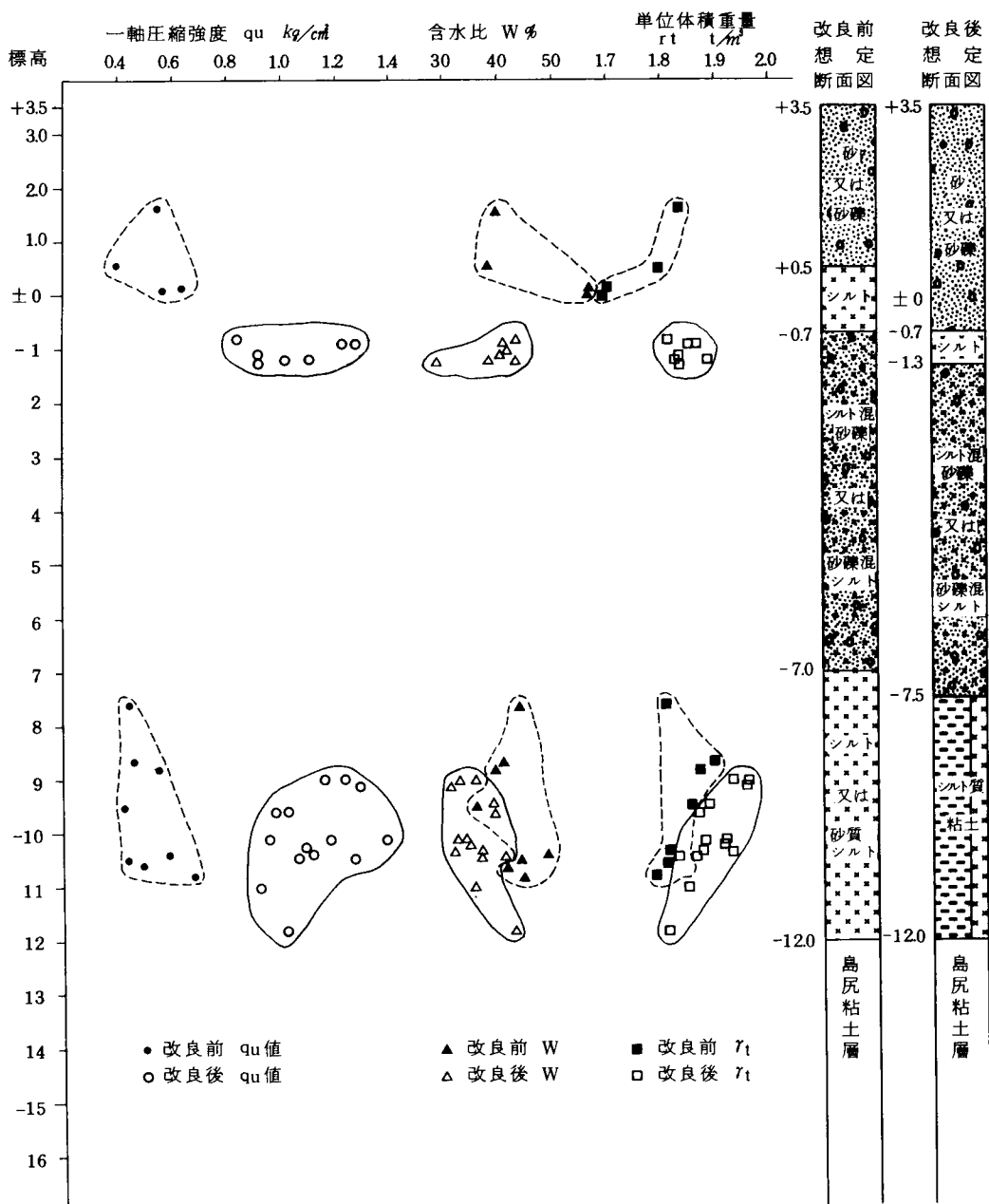


図 2・58 TK-2タンク地盤改良前後の q_u , W 及び γ_t の比較

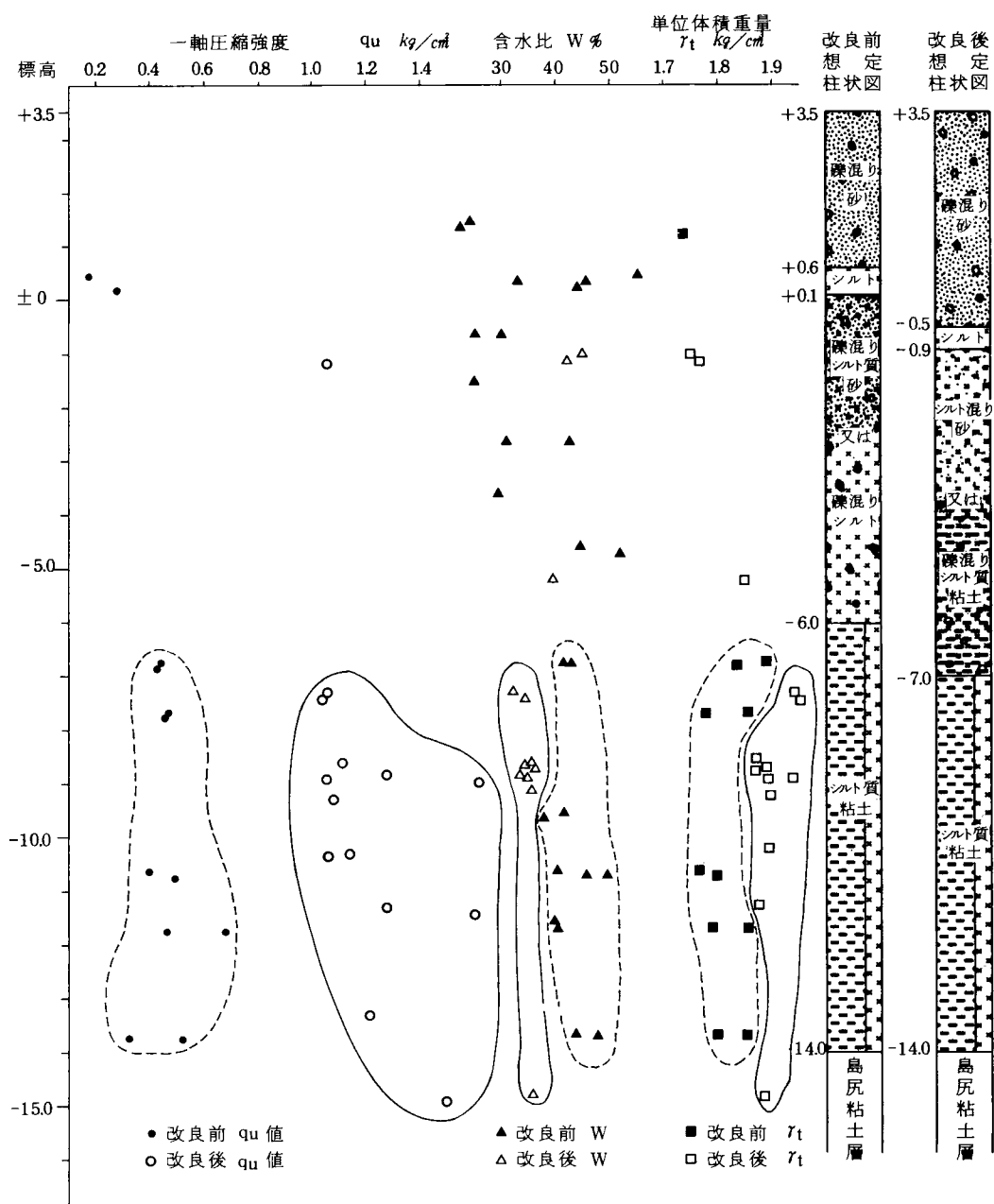


図 2・59 TK-3 タンク地盤改良前後の q_u , W , 及び γ_t の比較

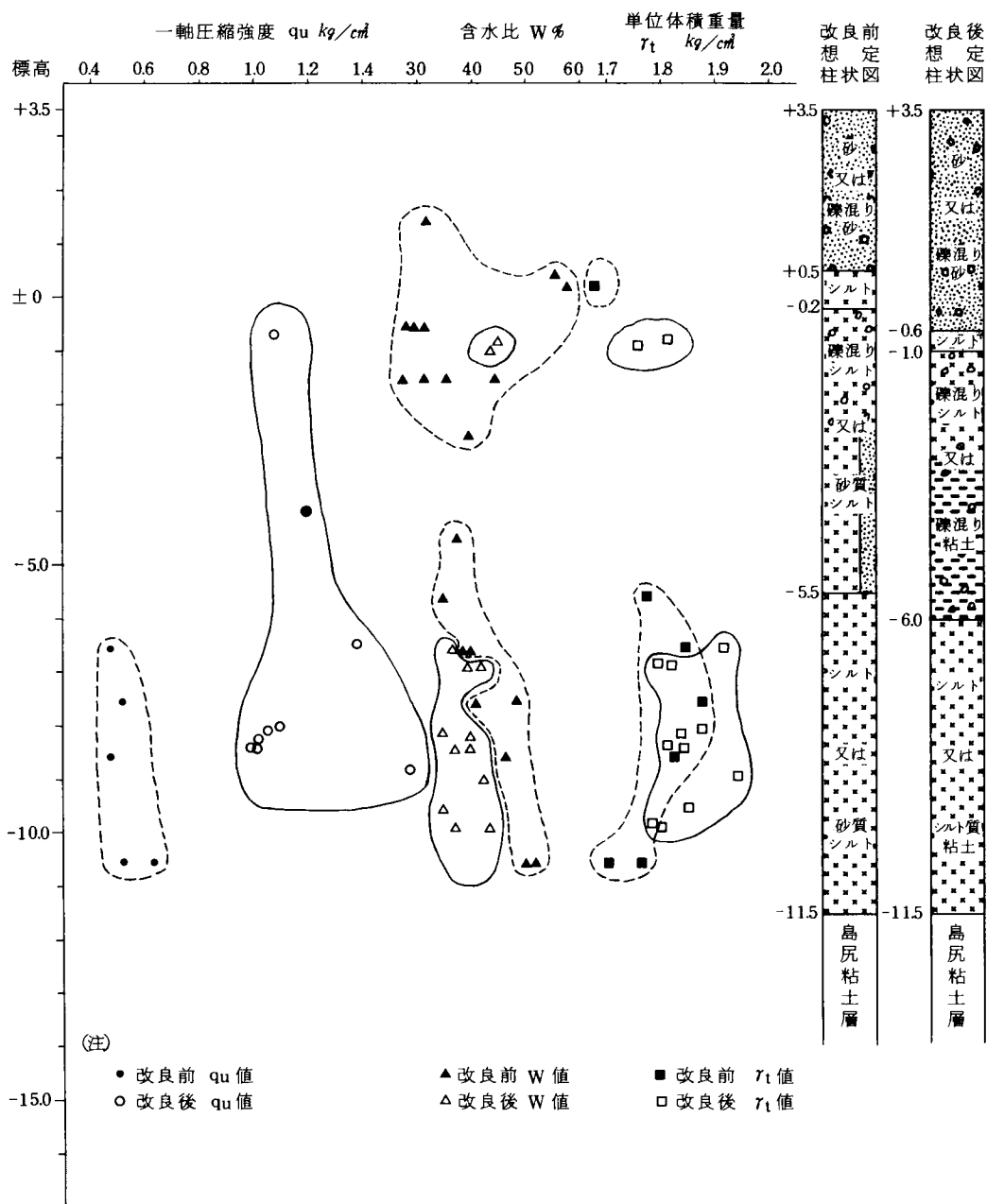


図 2・60 TK-4 タンク地盤改良前後の q_u , W 及び γ_t の比較

測定年月日 S54.3.13~S54.7.4

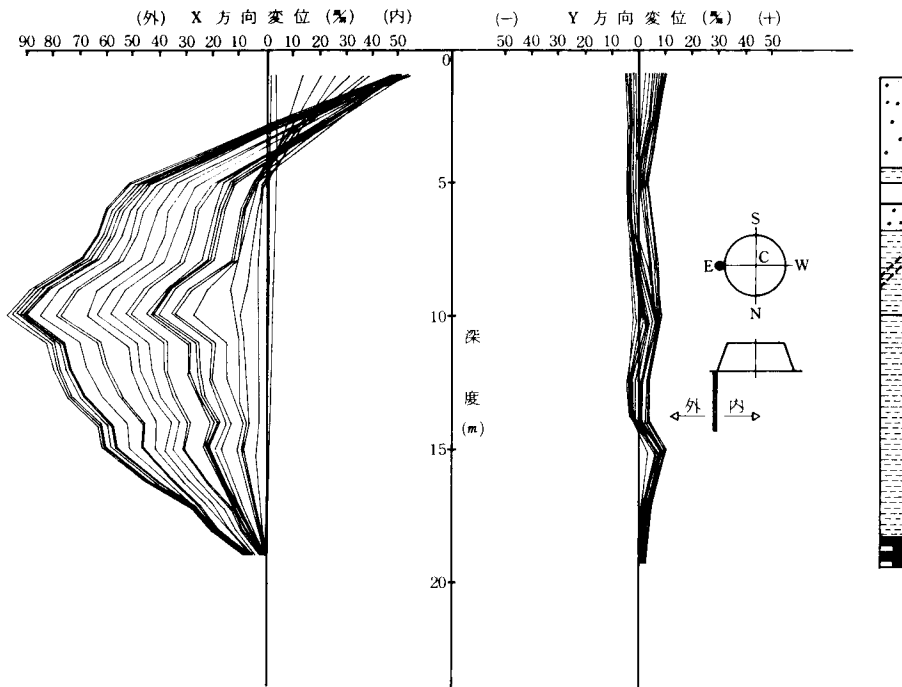


図2・61(a) 地中変位 (TK-1タンクE)

測定年月日 S54.3.13~S54.7.4

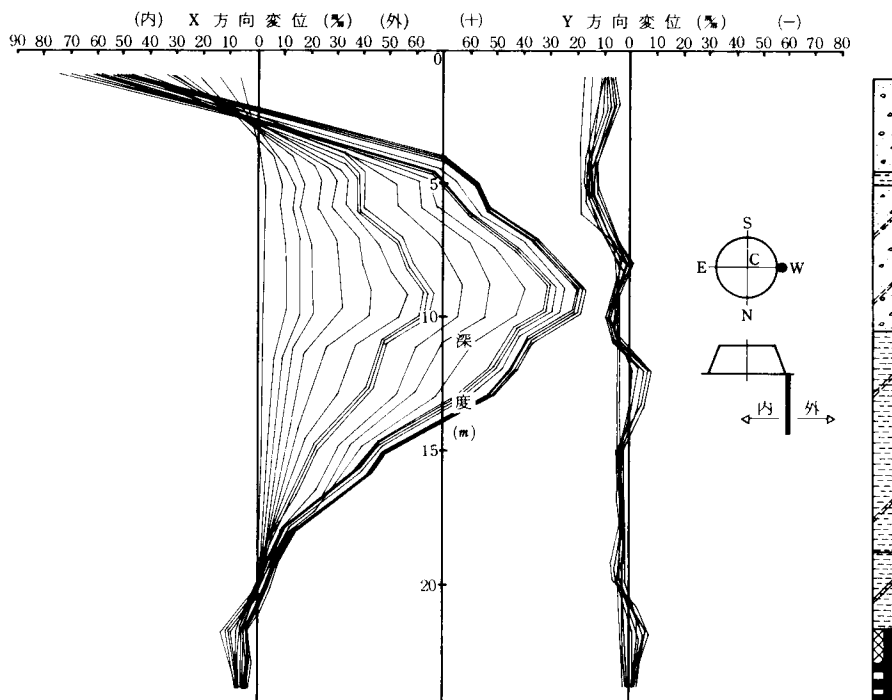


図2・61(b) 地中変位 (TK-1タンクW)

測定年月日 S54.3.1~S54.6.16

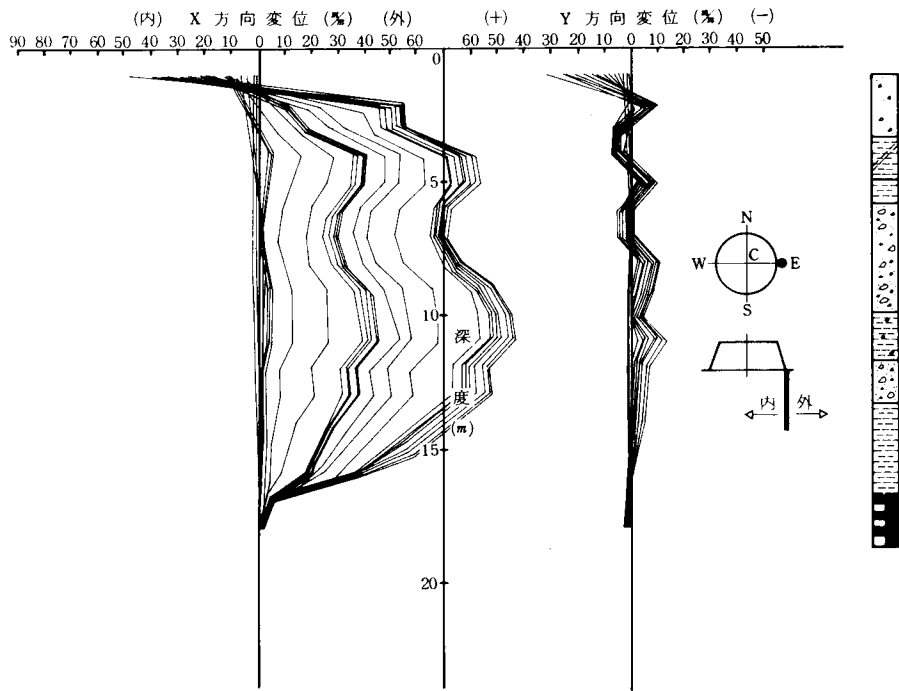


図2・62(a) 地中変位 (TK-2タンクE)

測定年月日 S54.3.1~S54.6.16

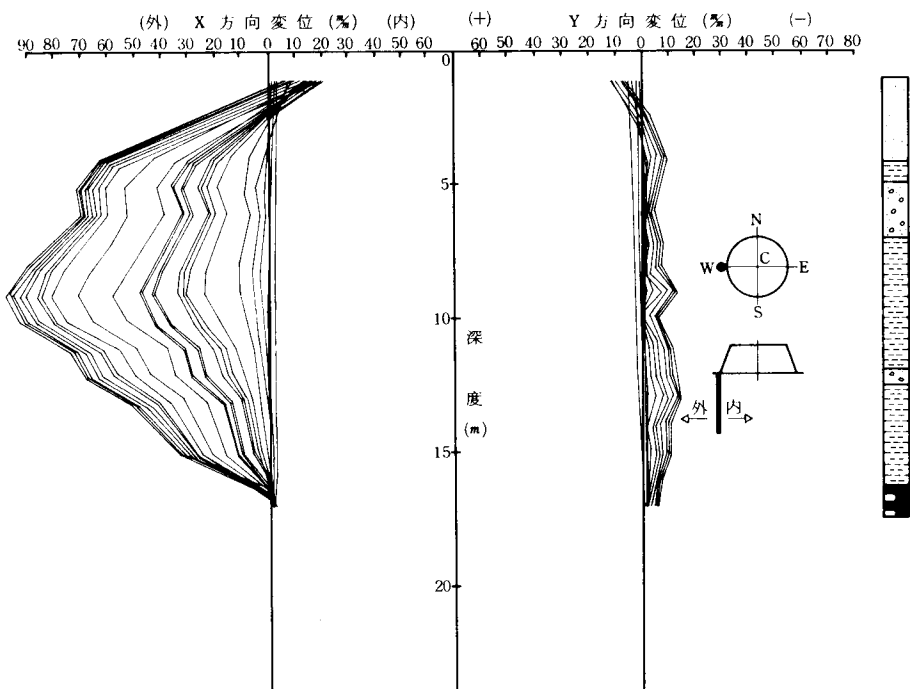


図2・62(b) 地中変位 (TK-2タンクW)

測定年月日 S 5 4.3.3 0 ~ S 5 4.8.1 1

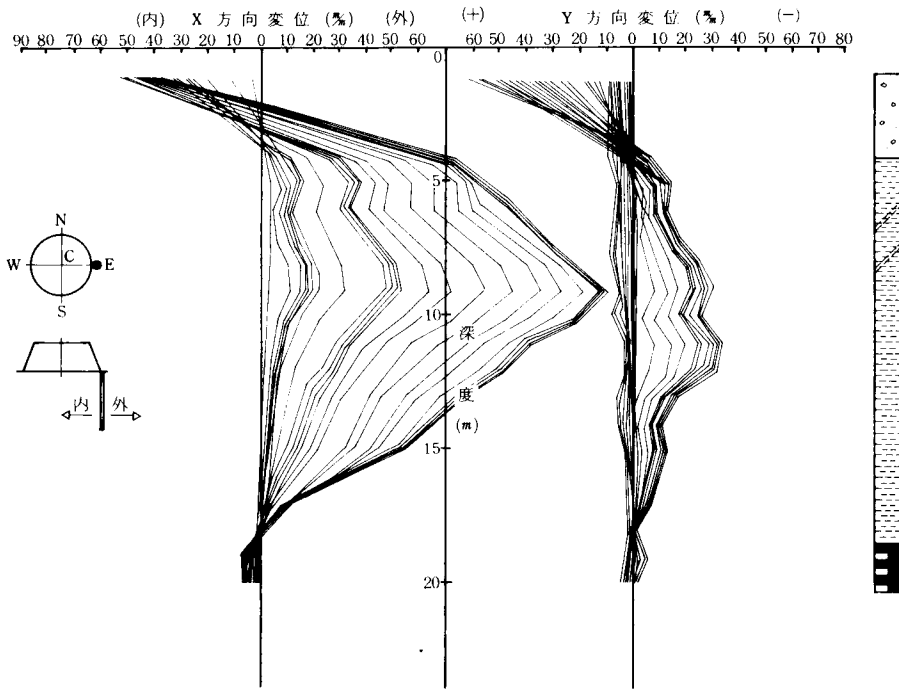


図 2・63(a) 地 中 変 位 (TK-3タンクE)

測定年月日 S 5 4.3.3 0 ~ S 5 4.8.1 1

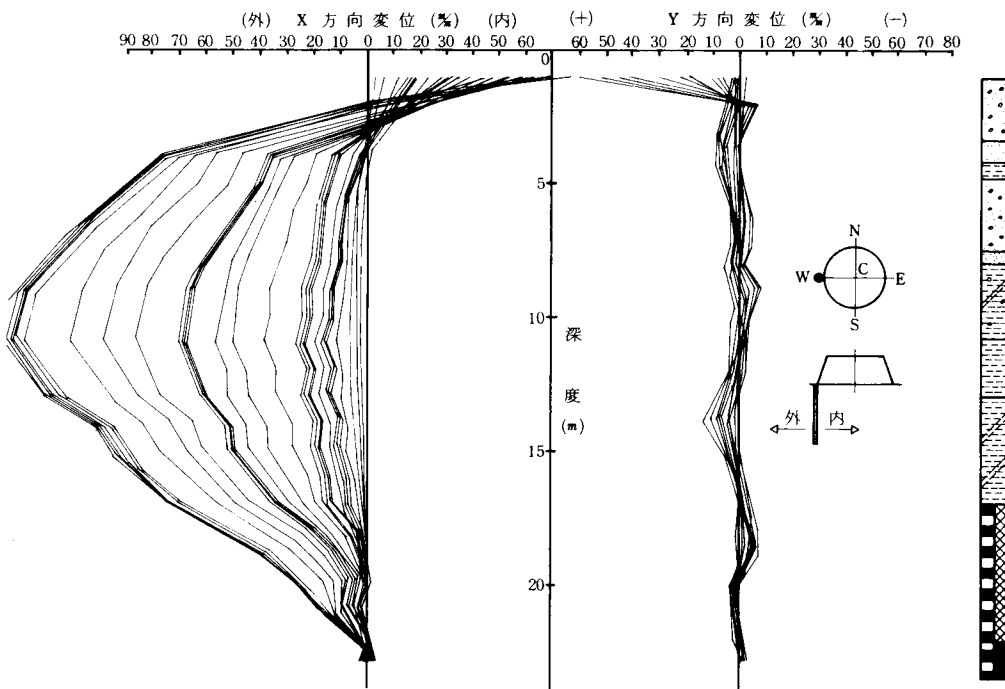


図 2・63(b) 地 中 変 位 (TK-3タンクW)

測定年月日 S 5 4.5.23 ~ S 5 4.9.1

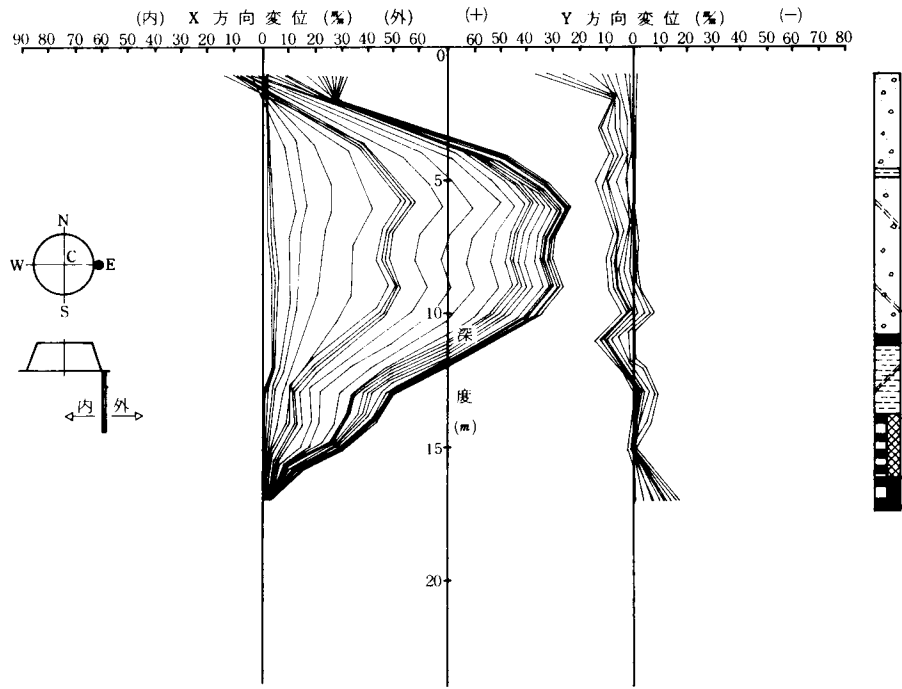


図 2・64(a) 地 中 変 位 (TK-4 タンク E)

測定年月日 S 5 4.5.23 ~ S 5 4.9.1

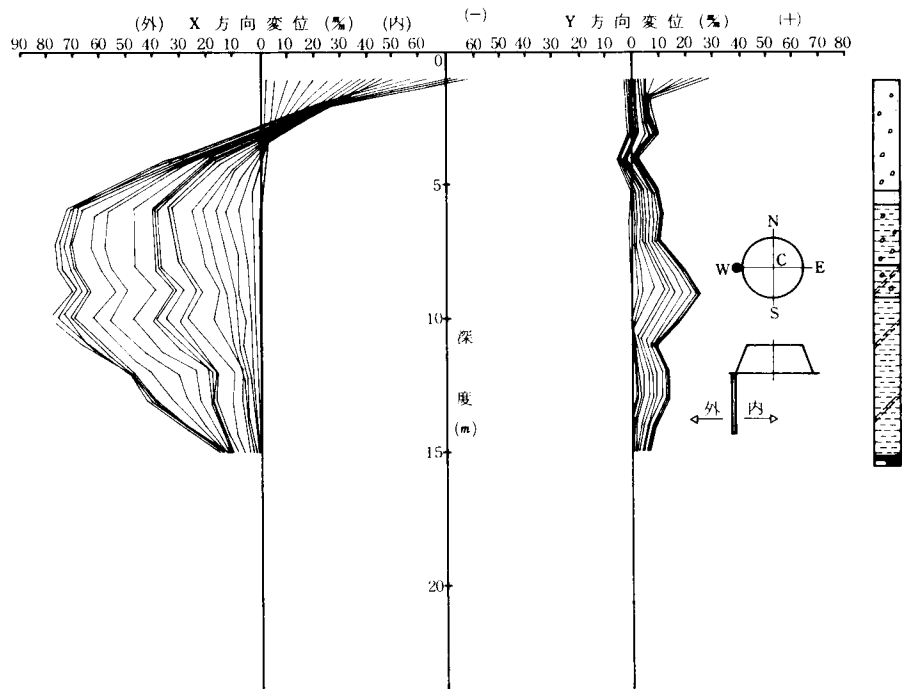


図 2・64(b) 地 中 変 位 (TK-4 タンク W)

TK-1タンクにおいては東側、西側とも約10mの深さの所で最も大きく変位している。この点については、この深度の層が最も軟弱であったことからしても充分その変位量に関して理解できる。

TK-2タンクにおいては東側、西側において変位量の差はあるが、深度5m付近と深度10m付近の二層において、比較的大きな変位が生じていることが判る。

この現象は土質柱状図と合せ考察すると比較的変位の少い砂質土をとおしてつぎの層へ鉛直応力が伝達されると、そこで再び側方への変位が起ることを示すものである。室内試験の圧密試験ではリングで側方への変位は拘束されているので、このような変位は当然生じないのであるが、原地盤で直径100m程度の円形載荷の圧密試験を行ったと考えれば、今後の土の挙動に関しての研究に対しての一つの参考資料になるものと思われる。

これらの地中変位の記録で共通していることは、荷重を受けた直後の変位の速度は大きく、同一荷重に対して経時的にその速度が小さくなり変位がおさまることである。縦曲線の幅の広いところは変位の大きいことを示し、狭いところは変位の小さなことを示している。このことは鉛直方向の圧密沈下曲線と同様な特性を示すものである。このことから粘性土の横方向の圧密特性を研究するにあたっての示唆を得ることができる。実際的にはこの曲線を計測することにより、側方流動を生じさせることのないように盛土の管理ができるのである。このように基礎地盤の挙動を把握しながら、地盤改良を行ってその上に盛砂基礎を施工して、100,000klタンクを建設したのである。鋼製円筒型石油タンク完成後円周上に64点の測点を設けて、その水張りテスト時の沈下測定を行った。実測値をつぎに示す。図には各々のタンクの最大沈下の測点と、最小沈下の測点の二点のみを記載してある。

タンク水張り時における水位と沈下量の関係、TK-1タンクは図2・65に示すとおりであり、測点No.19が最も沈下しなかった点、No.33が最も沈下した点であり、このタンクの最大不等沈下量は約5cmであったことを示す。

TK-2タンクは図2・66に示すとおりであり、測点No.8が最も沈下しなかった点、No.48が最も沈下した点であり、このタンクの最大不等沈下量は約3cmであったことを示すものである。

TK-3タンク同様に測点No.1が最小の沈下を示し、No.17が最大沈下を示し、最大不等沈下量は約3cmであったことを示す。(図2・67参照)

TK-4タンクも同様に測点No.26が最小沈下を示しNo.52が最大沈下を示し、最大不等沈下量は約2cmであったことを示す。(図2・68参照)

以上の100,000kl鋼製円筒型石油タンク4基の沈下ならびに不等沈下量はタンクの機能上、構造上に悪影響を与えるものでない。本タンクの地盤改良にあたって、PACKED-DRAIN

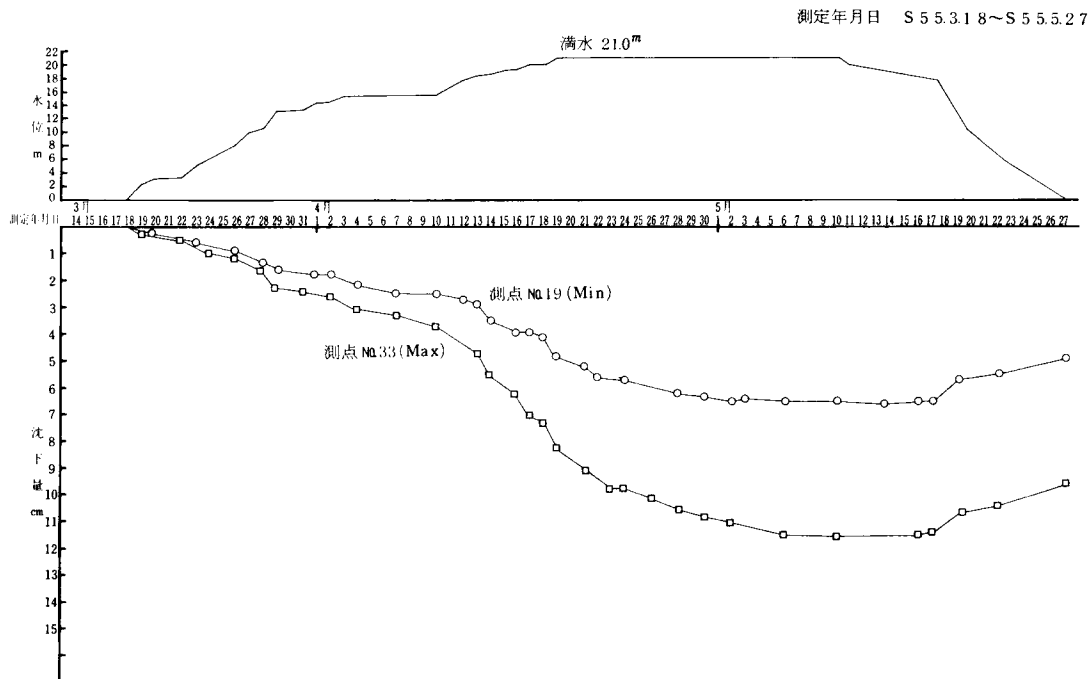


図 2 ・ 65 水漲沈下測定グラフ (TK-1タンク)

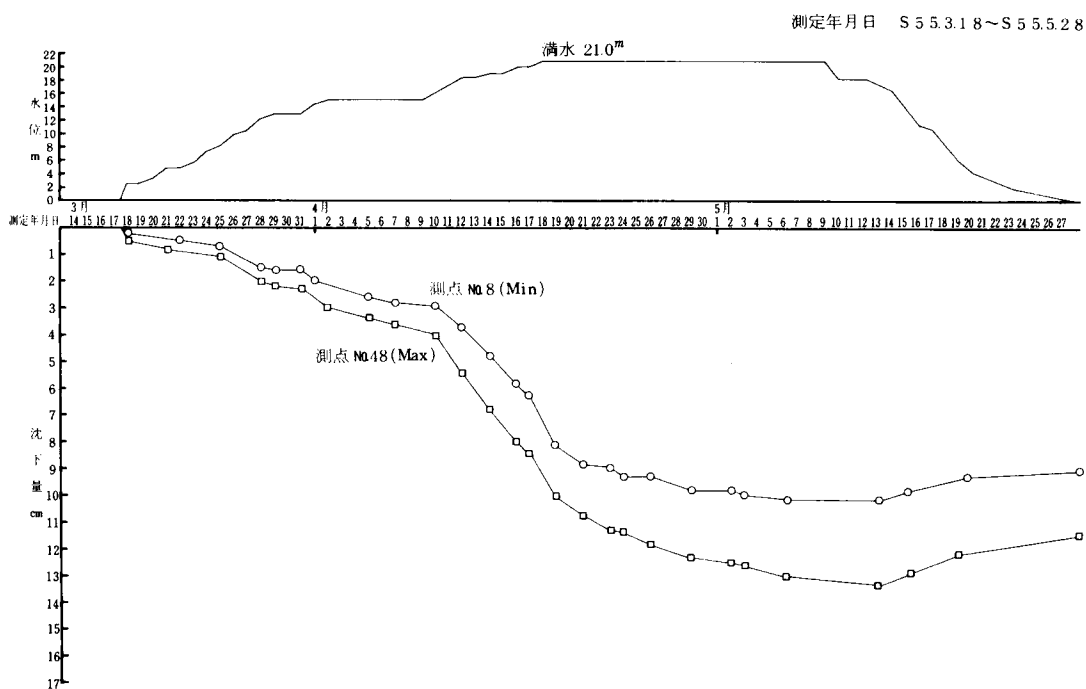


図 2 ・ 66 水漲沈下測定グラフ (TK-2タンク)

測定年月日 S 5 5.4.2 3 ~ S 5 5.6.2 6

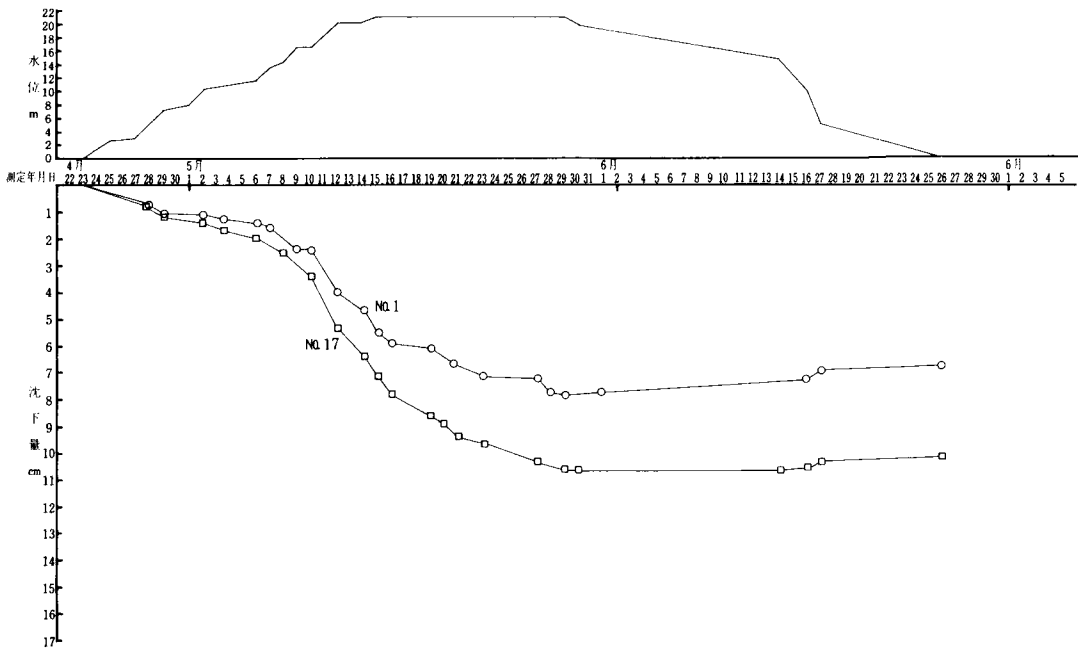


図 2 ・ 67 水漲沈下測定グラフ (TK-3タンク)

測定年月日 S 5 5.4.2 2 ~ S 5 5.6.2 0

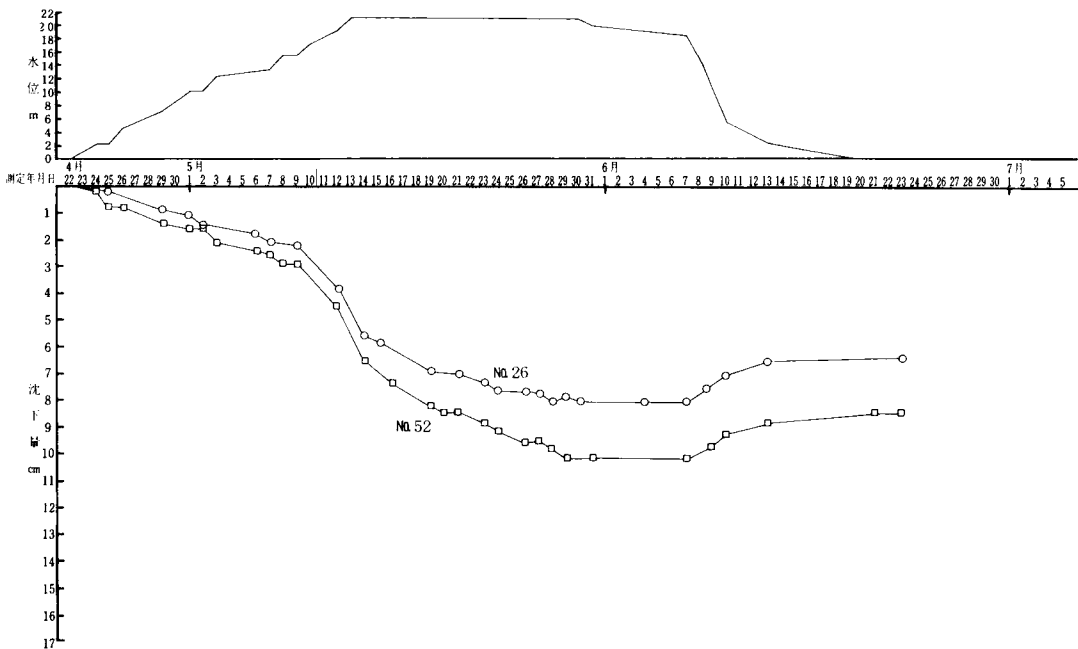


図 2 ・ 68 水漲沈下測定グラフ (TK-4タンク)

工法を適用したことについては、有効であったと著者は確信している。

(2) 100,000 klタンク基礎21基と60,000 kl3基の挙動について（実施例その3）

本実施例も前実施例と同様な計測器を設置して、基礎地盤の挙動について観測し、解析、研究を行った。本実施例はタンク数も多く、従って計測資料の数量が多いので、代表的なタンク1基をとりあげて説明を行うものとする。他のタンクについてはその実測資料を図表に整理して、その結果について論ずるものである。

代表的なタンクとして前述の図2・34石油基地平面図に示すTA-114タンクを採用することとする。図2・69TA-114タンク盛土高・沈下量～時間図の載荷重以前に沈下を示している沈下曲線はPACKED-DRAIN打設時に生じた沈下量を示している。この地盤ではPACKED-DRAINの打設により30cm～50cmの沈下が生じたことがわかる。図2・70TA-114タンク盛土高・間隙水圧～時間図である。図2・71(a), (b)は地中変位～時間図である。この場合盛土接線方向、Y方向はほとんど地中変位はみられない。図2・72TA-114タンク水張り時沈下曲線は、タンク完成後の水張りテスト時の沈下を実測した記録である。この結果から水張り完了時の最大不等沈下量は約3cmであることが判る。以上のように本タンクについても、前述の実施例その2の100,000 klタンク4基と定性的には、その地盤の挙動は全く同様な傾向を示している。勿論、定量的には対象地盤が異なるために、その差が生ずることは当然である。

本実施例の100,000 klタンク21基と600,000 klタンク3基の計24基の設計時推定沈下量と実測沈下量（PACKED-DRAIN打設時の沈下量を含む）との関係は図2・73に示すとおりである。

設計時推定沈下量を S' とし、実測沈下量を S とすると

$$S = 0.3857 S' + 30.84 \quad 2-⑧$$

なる関係にある。これはPACKED-DRAIN打設時に平均約30cmの沈下を各測点(146点)に生じたことを意味するものである。

各タンク毎の平均沈下量を設計時と実測値で比較すると図2・74設計時推定沈下量と実測値沈下量との関係（各タンク毎の平均値）に示すとおりである。この結果からみて、推定沈下量と実測沈下量はPACKED-DRAIN打設時の沈下量も含めると非常に近い関係にあることが明らかになった。これは前実施例でも全く同じ結果を示していたものである。

図2・75プレロード荷重率と沈下率の関係、これは載荷盛土による荷重率と沈下率の関係を示したものである。ここで沈下率(P_E)とは、

$$\text{沈下率} = \frac{\text{各プレロード段階で生じた沈下量}}{\text{PACKED-DRAIN打設とプレロードで生じた全沈下量}} \times 100 \quad ②-⑨$$

(P_E)

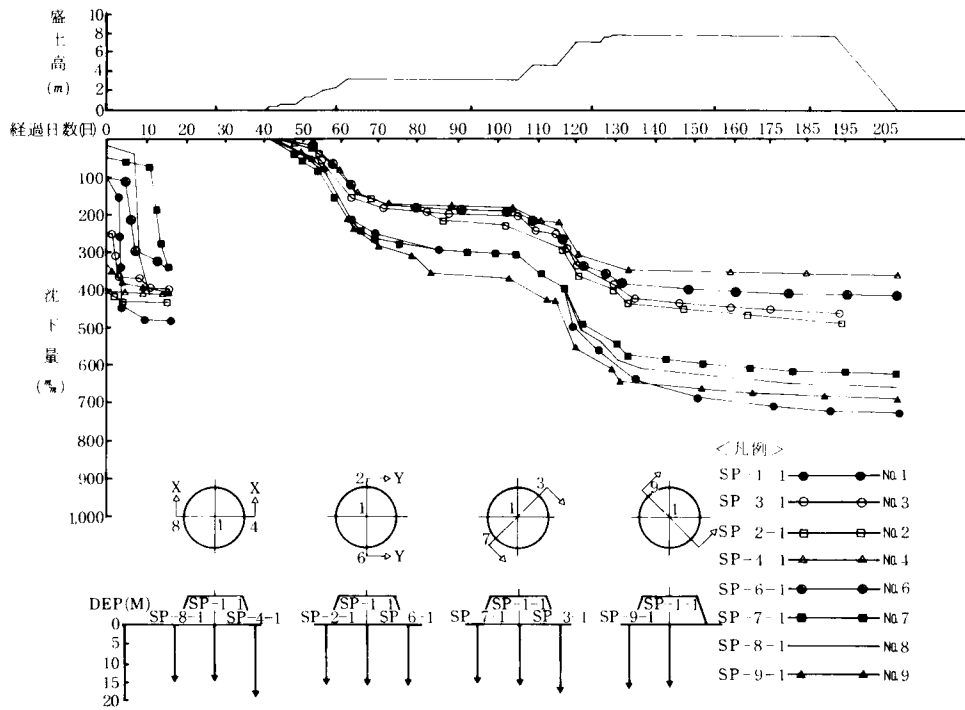


図 2・69 TA-114 タンク盛土高・沈下量～時間図

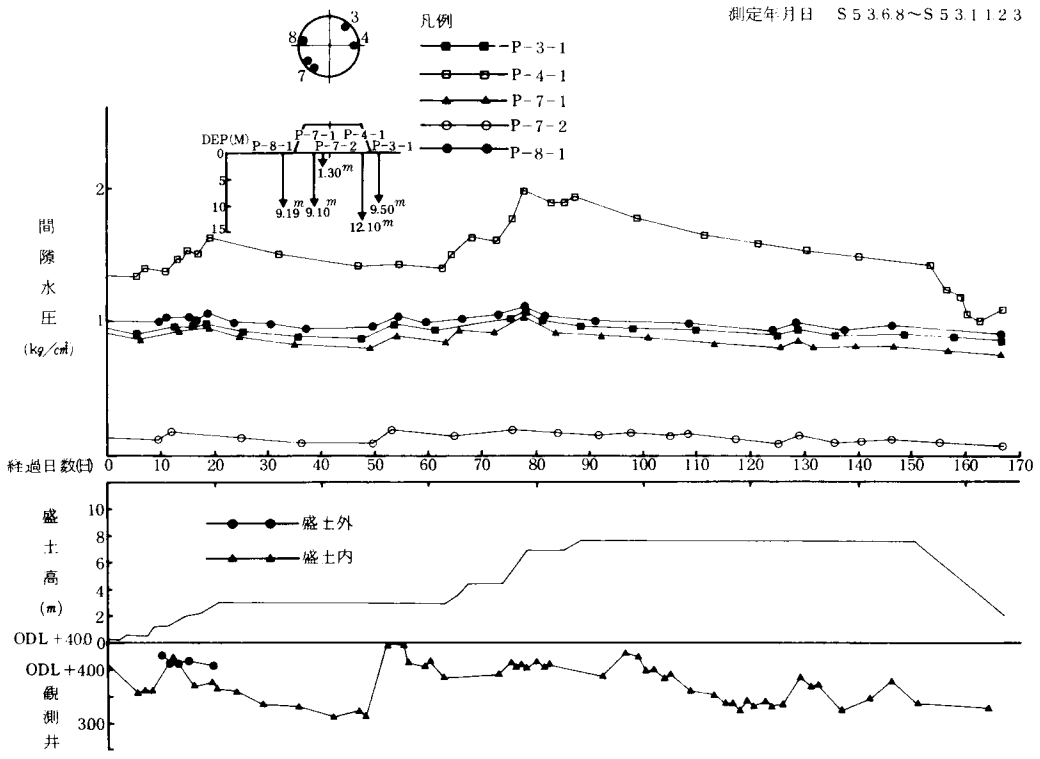


図 2・70 盛土高・間隙水圧・観測井～時間図 (TK-114 タンク)

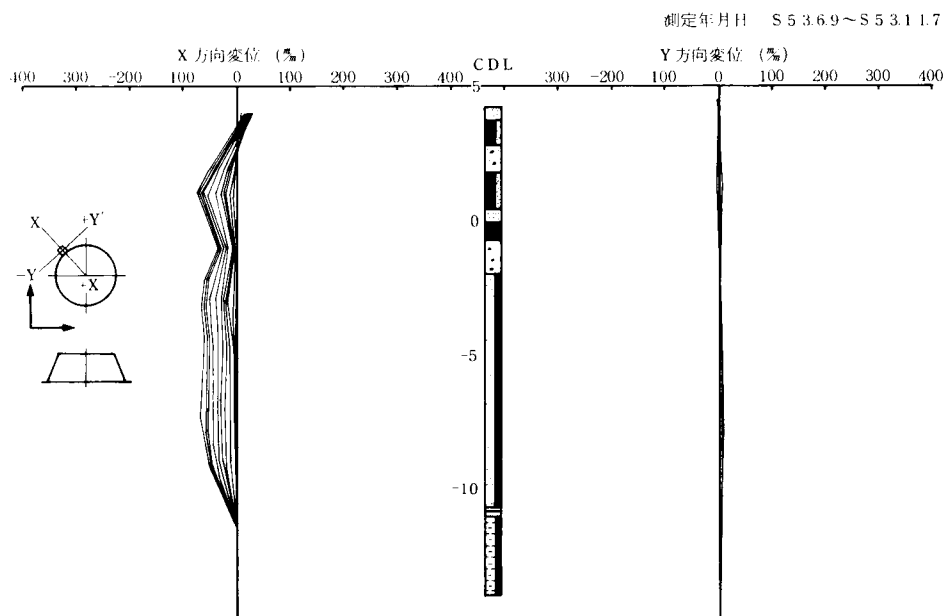


図 2・71(a) 地中変位～時間図 (TA-114タンク)

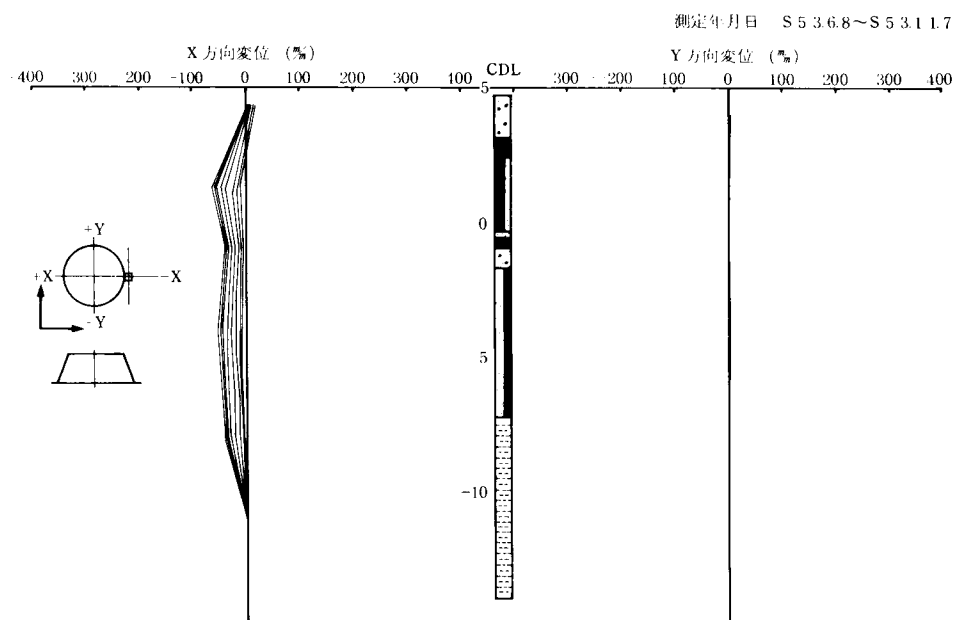


図 2・71(b) 地中変位～時間図 (TA-114タンク)

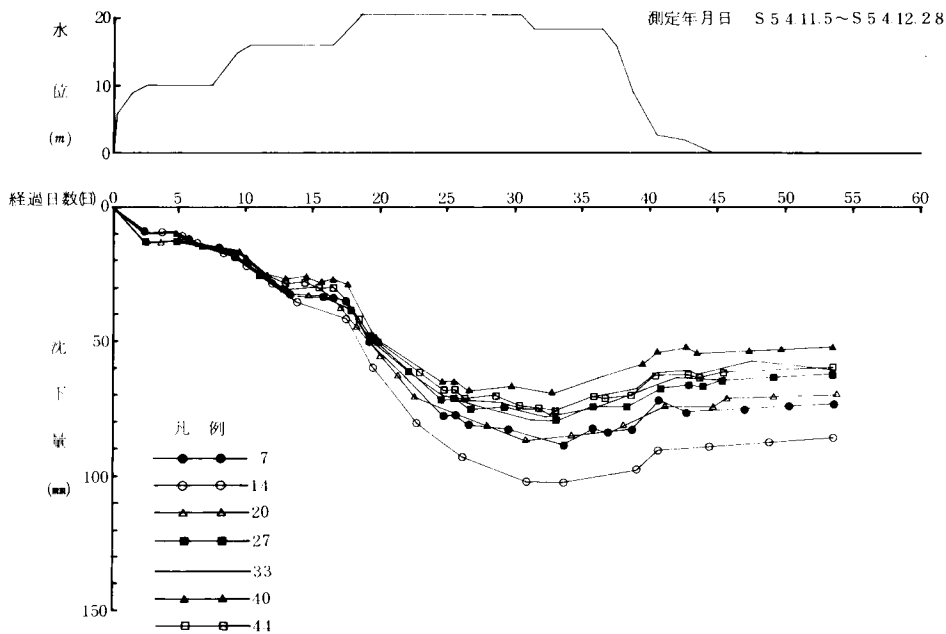


図 2・72 水張りによる沈下量～時間 (TA-114タンク)

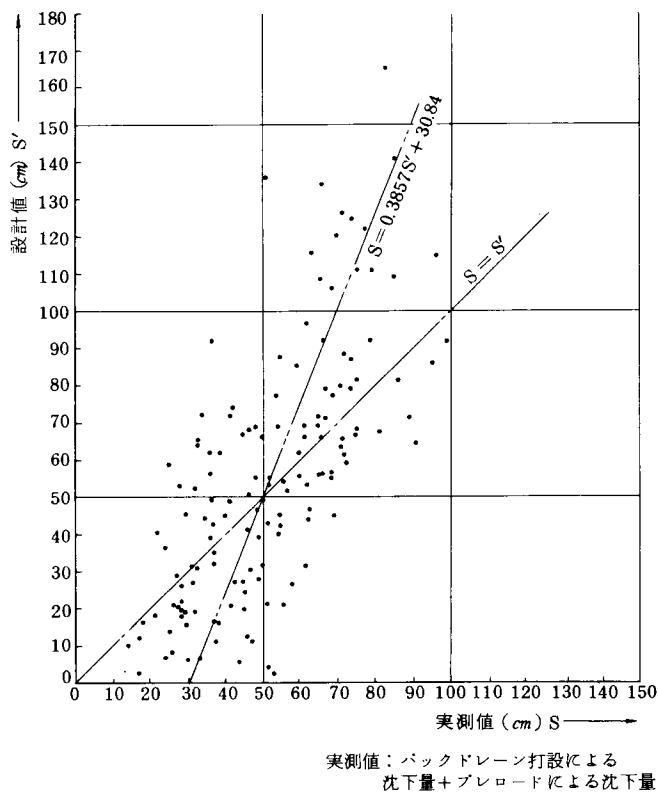


図 2・73 設計時推定沈下量と実測沈下量の関係(146 測点)

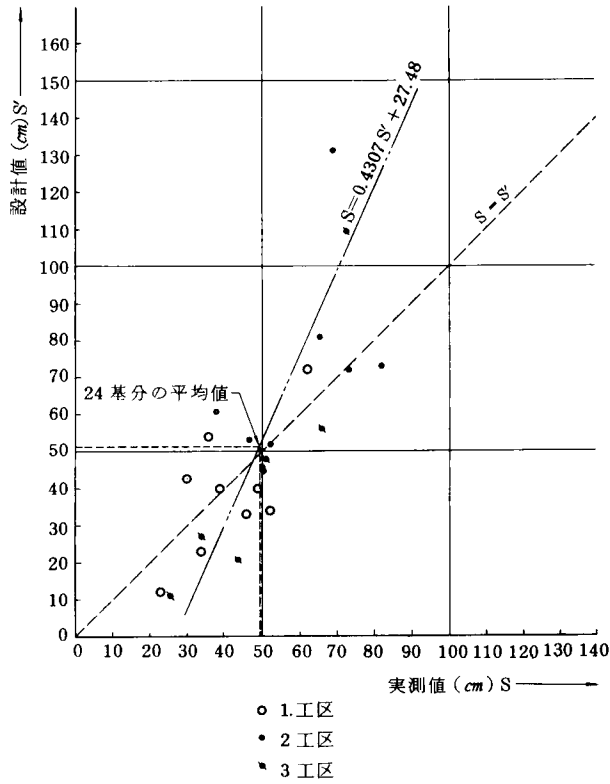
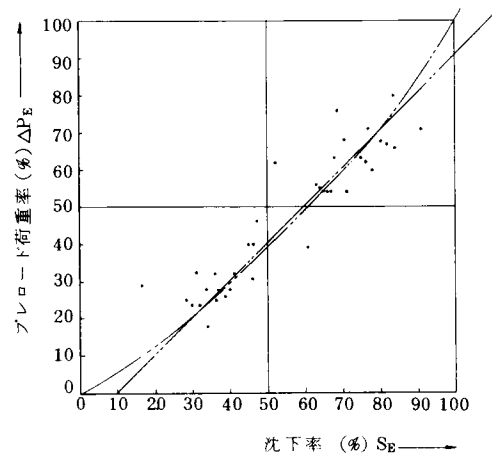


図 2・74 設計時推定沈下量と実測沈下量との関係
(各タンク毎の平均値)



$$\text{沈下率} = \frac{\text{各プレロード段階で生じた沈下量}}{\text{バックドレーン・プレロードにより生じた全沈下量}} \times 100$$

$$\text{プレロード荷重率} = \frac{\text{各段階における荷重}}{\text{プレロード全荷重}} \times 100$$

図 2・75 プレロード荷重率と沈下率の関係

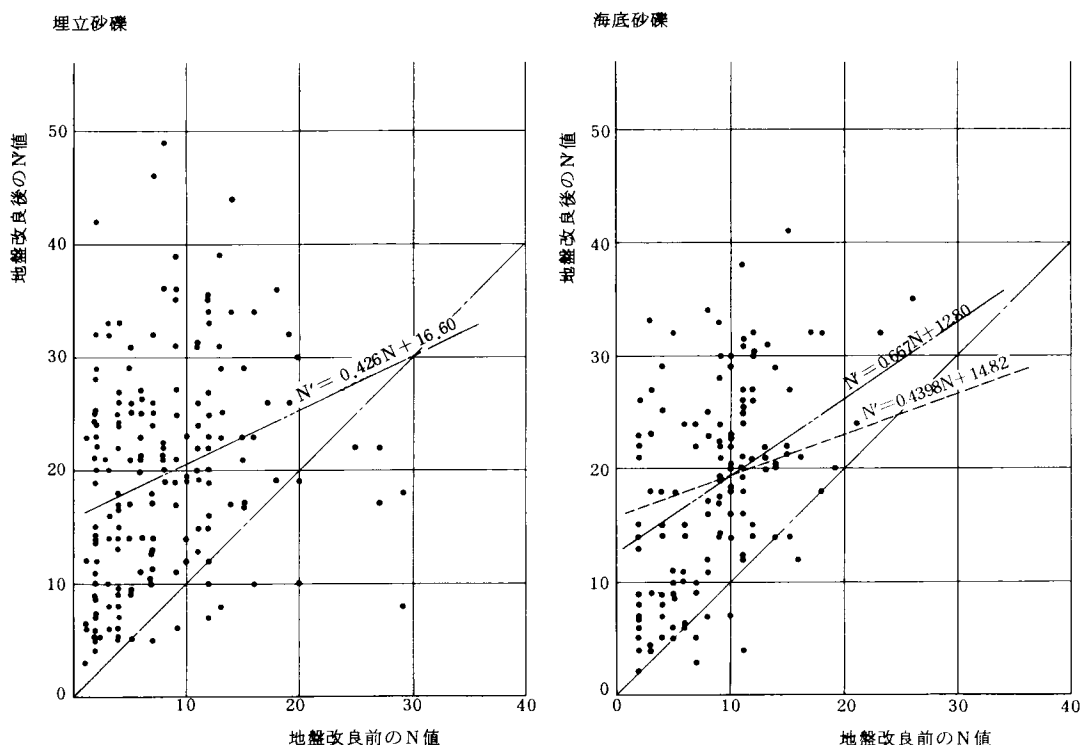


図 2・76 地盤改良前後における N 値の比較

プレロード荷重率 (ΔP_E) とは、

$$\text{プレロード荷重率} = \frac{\text{各段階における荷重}}{\text{プレロードの全荷重}} \times 100 \quad 2 - \textcircled{10}$$

(ΔP_E)

と各々定義したものである。その結果は

$$S_E = 1.0049 \Delta P_E + 9.485 \text{ となる。}$$

これは $S_E \div \Delta P_E + 9.5$ 程度の関係にあるとみなすことができる。

PACKED-DRAIN 打設と载荷盛土により、本地盤の砂質土層が改良されるかを示したものが図 2・76 地盤改良前後における N 値の比較である。(a) は埋立砂レキ層、(b) は海底砂レキ層である。PACKED-DRAIN 打設時の機械的振動による締め固め効果があることを示している。

海底砂レキ層は载荷盛土による効果もいく分うかがえるものである。この層には粘性土を少しかんでいた結果と思われる。

地盤改良前の N 値を N とし、地盤改良後の N 値を N' とすると、埋立砂レキ層では

$$N' = 0.426 N + 16.6 \quad 2 - \textcircled{11}$$

海底砂レキ層ではPACKED-DRAIN打設直後で

$$N' = 0.4398N + 14.82 \quad 2 - ⑫$$

荷重の載荷後には

$$N' = 0.667 N + 12.80 \quad 2 - ⑬$$

の関係にある。このことはいずれもPACKED-DRAIN打設による砂レキ層の締め固め効果があることを示すものである。

以上の実施例その2, 100,000 kl 4基, 実施例その3の100,000 kl 21基, 60,000 kl 3基のタンク基礎にPACKED-DRAIN工法を適用して明らかになったことは, PACKED-DRAINの打設時に沈下が生ずることである。しかもこの沈下量を考慮しないと従来の沈下算定法による沈下推定量と大きく異なることである。逆にPACKED-DRAINの打設時の沈下を加味すると, 従来の沈下推定方法による沈下量とよくマッチすることである。一方, 砂質土地盤に対しての締め固め効果も充分にあることが明らかになった。ゆえにPACKED-DRAINの打設時に生ずる沈下は, どの程度が砂質地盤の締め固め効果による沈下で, どの程度が粘性土地盤の沈下であるか, 生ずるとしたらどのような現象によるものかとの疑問が残るのである。そこで著者は粘性土層からなる地盤にPACKED-DRAINを打設してその確認を行い前に推定を行った壁面効果の現象の有無の確認を行った。

以下その実験ならびにその結果について論ずることとする。

(3) 粘性土層におけるPACKED-DRAIN打設実験

本実験の目的は, 粘性土層にPACKED-DRAINを打設した時にどのような挙動を示すかということを観察するためのものである。

実験範囲として25m×25mの敷地にボーリングを深度15mまで2本行った。その結果この実験地区の土層がほとんど粘性土層のみで構成されていることを確認して, 実験場所として確定した。(図2・77土層断面図参照)

本実験は, PACKED-DRAIN打設時における粘性土地盤の挙動を調査する目的とPACKED-DRAIN打設用機械でPACKED-LIME(生石灰をボール紙製の筒に充填したもの)を打設可能かどうかの実験を行ったものである。図2・78試験工事配置図に示すように, 打設以前に深度15m迄の標準貫入試併用のロータリーボーリング2本B₁, B₂とオレンジ式コーンテストを同じく深度15m迄4本D₁, D₂, D₃, D₄を行った。

つぎに8m深さの所に間隙水圧計を4ヶ所P₁, P₃, P₅, P₇を設置し, 深度4mの所に同じく間隙水圧計を4ヶ所P₂, P₄, P₆, P₈を設置した。

深度8mの所に土圧計を4ヶ所PD₁, PD₃, PD₅, PD₇を設置し, 深度4mの所に同じく土圧計を4ヶ所PD₂, PD₄, PD₆, PD₈を設置した。さらに地表面沈下板を8ヶ所S₁～S₈。

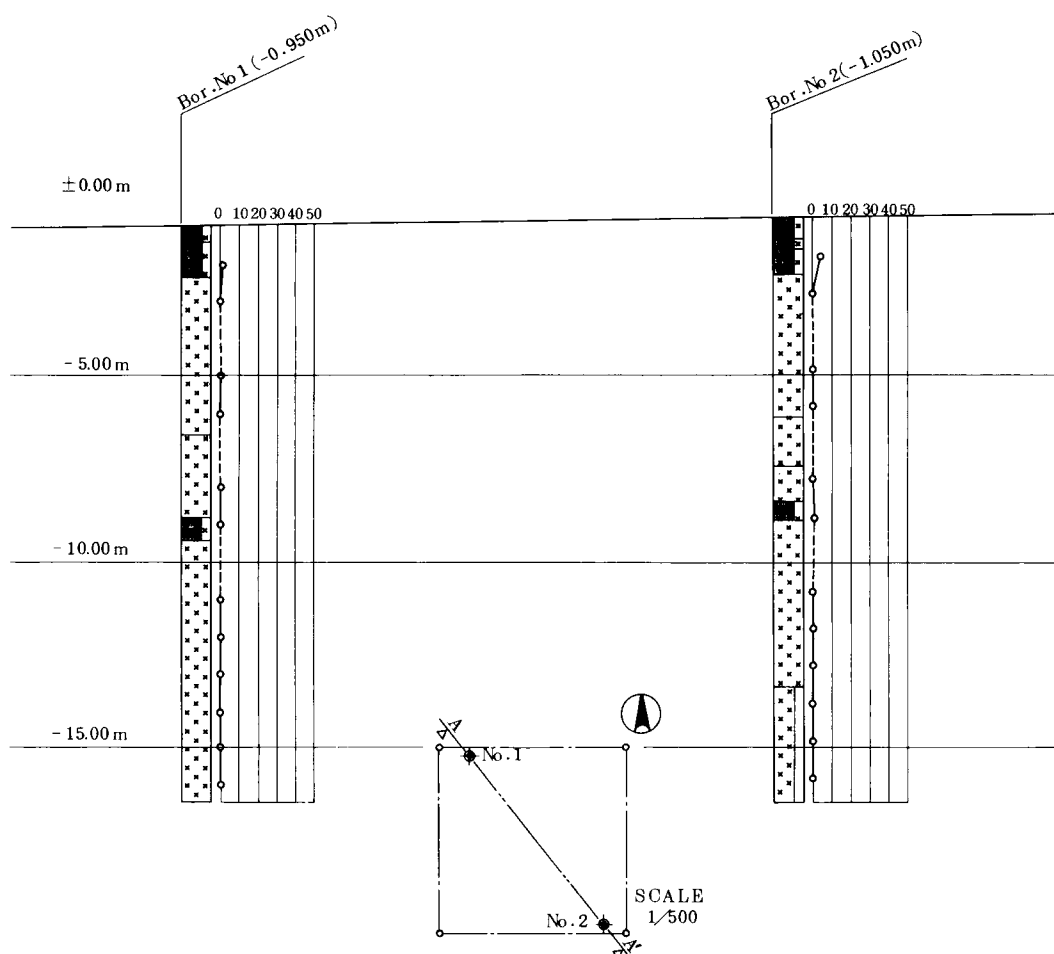


図2・77 土層断面図

を設置した。

試験工区をA, B, C, Dの4ブロックに分けて試験を行ったのである。AブロックはPACKED-DRAINとPACKED-LIMEとを各々1.2 mの正方形で相互が千鳥の配置になるように打設した工区である。BブロックはPACKED-LIMEを1.2 m配置で打設した工区である。CブロックはPACKED-LIMEを1.2 m正方形に打設し、さらにその間に千鳥に1.2 mの正方形にPACKED-LIMEを打設した工区である。DブロックはPACKED-DRAINを1.2 m正方形で打設し、さらにその間に千鳥に1.2 mの正方形にPACKED-DRAINを打設した工区である。A, B, C, Dの各ブロックとも打設深度は10 mである。以上の打設試験を行って間隙水圧, 土圧, 沈下の挙動を観測した。図2・79 はPACKED-DRAIN打設による沈下量を示すものである。

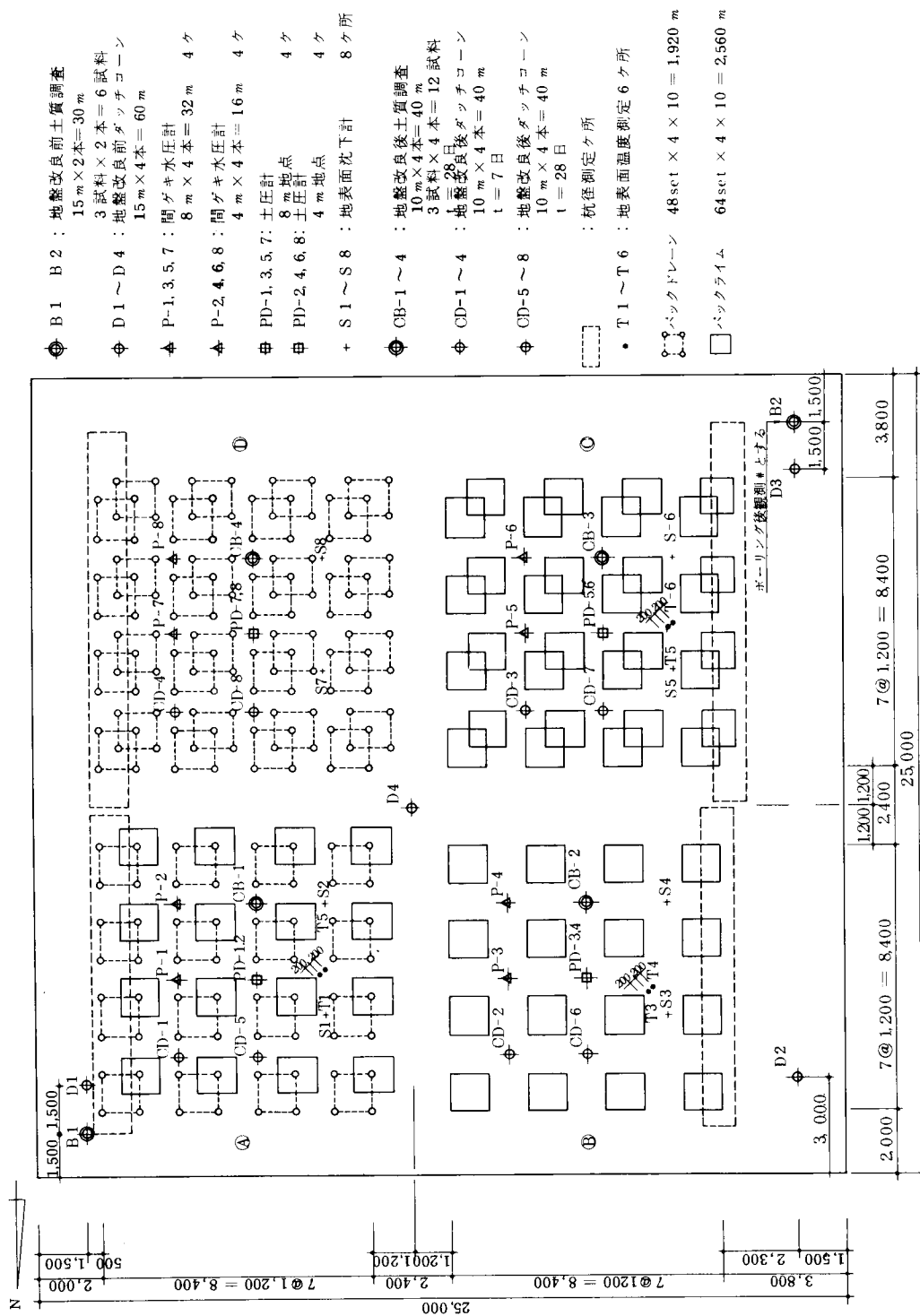


図 2・78 試験工事配置図

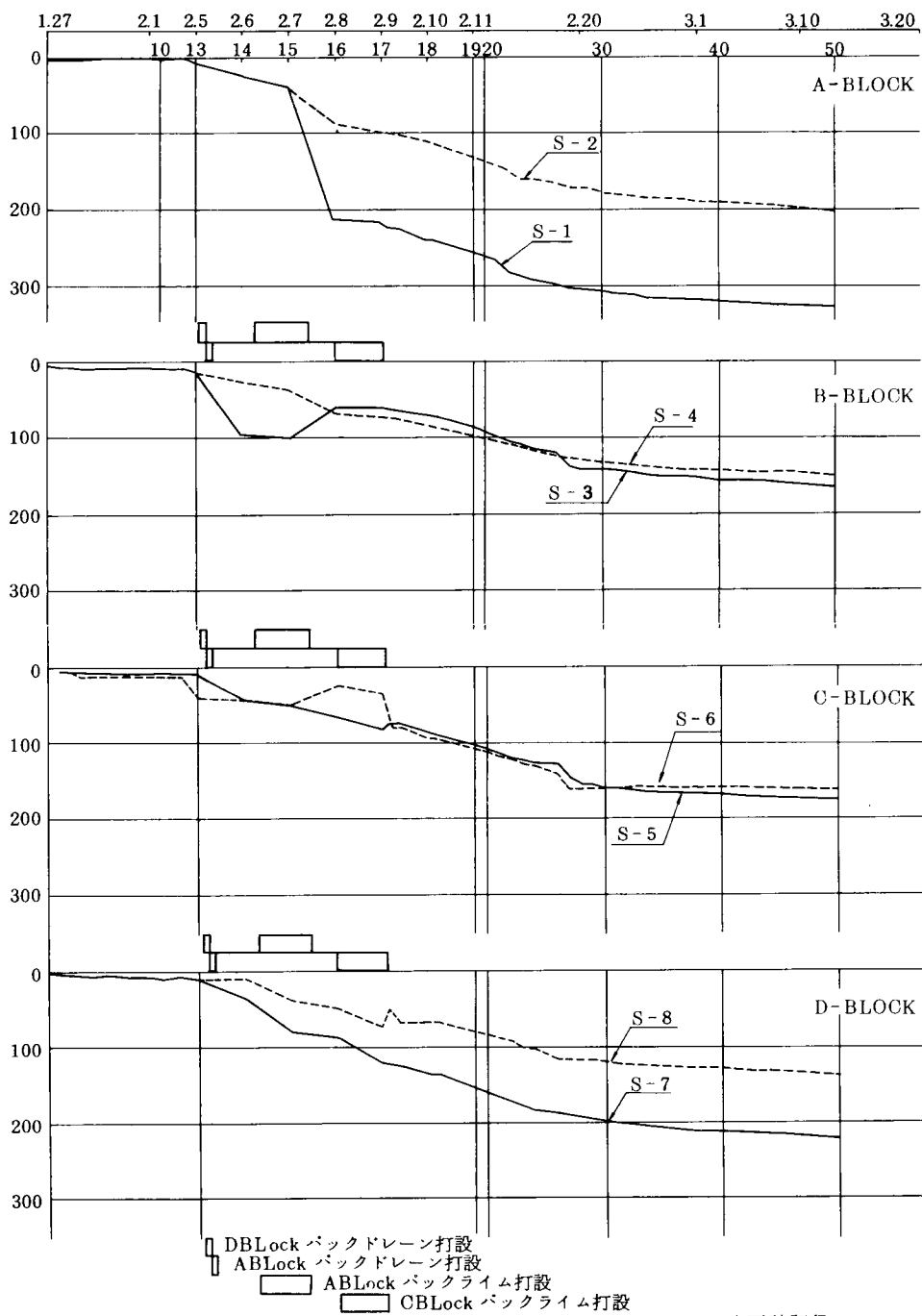


図 2・79 PACKED-DRAIN打設による沈下量

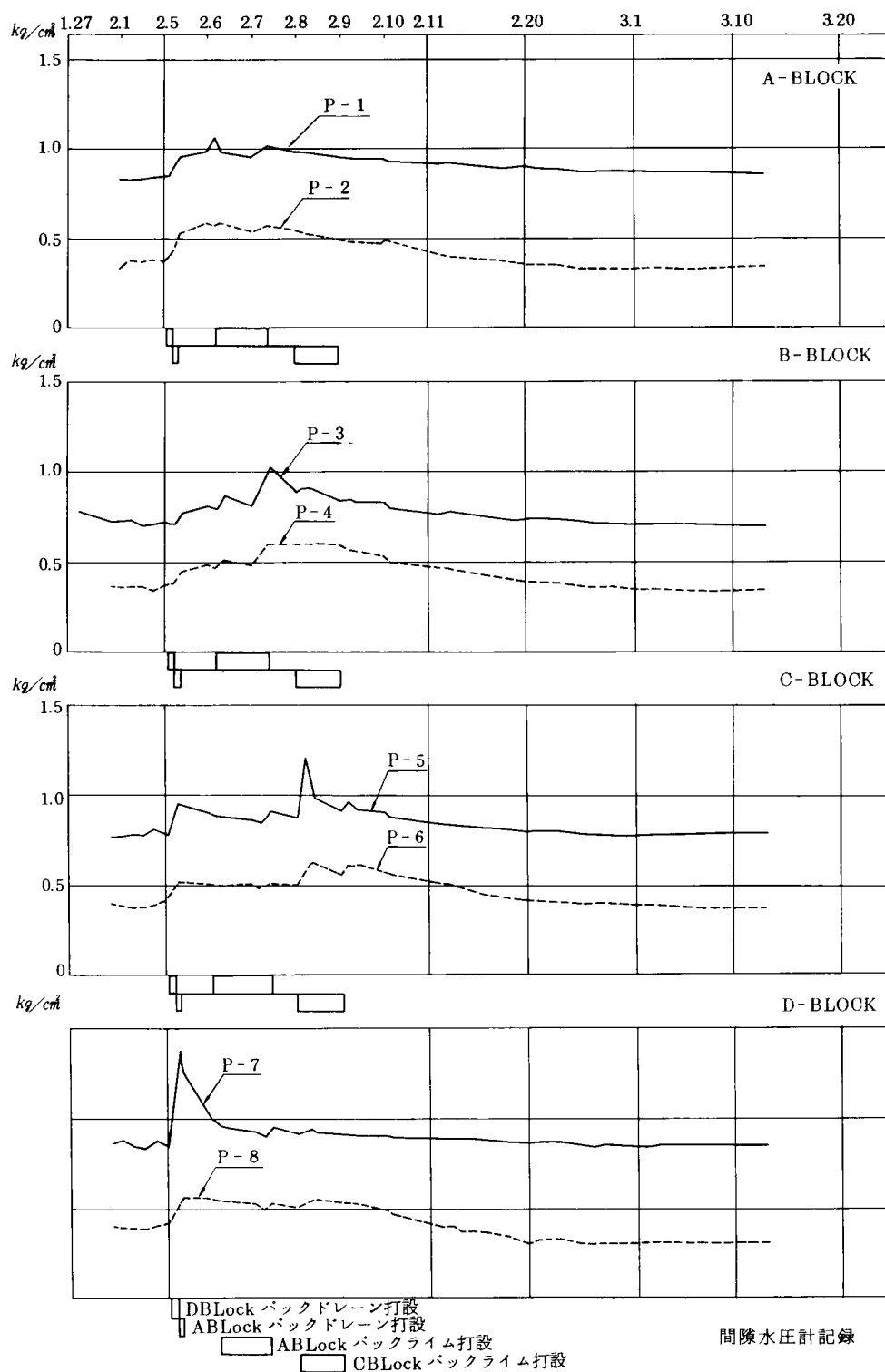


図 2・80 PACKED-DRAIN 打設による間隙水圧

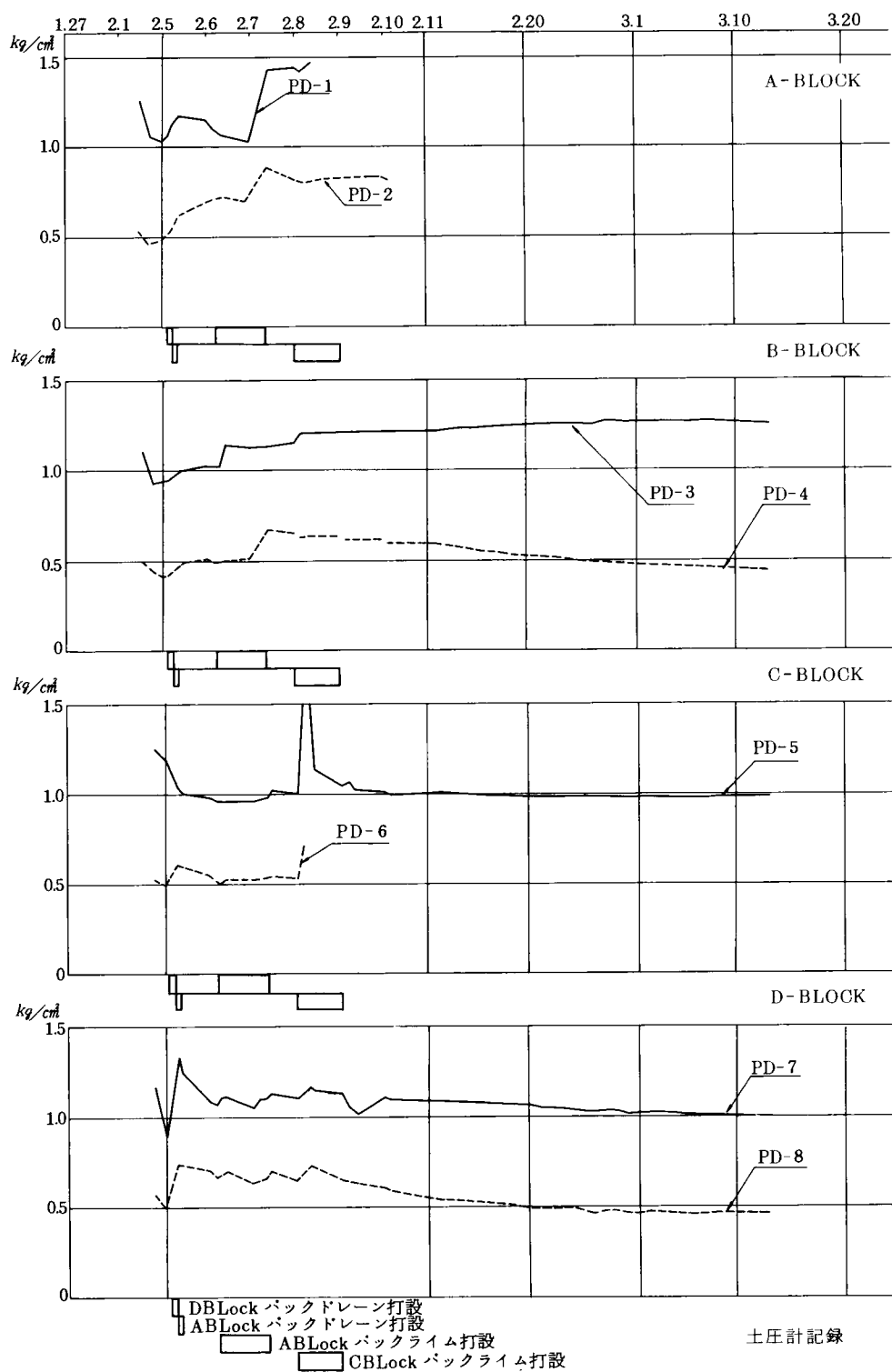


図 2・81 PACKED-DRAIN 打設による土圧計の記録

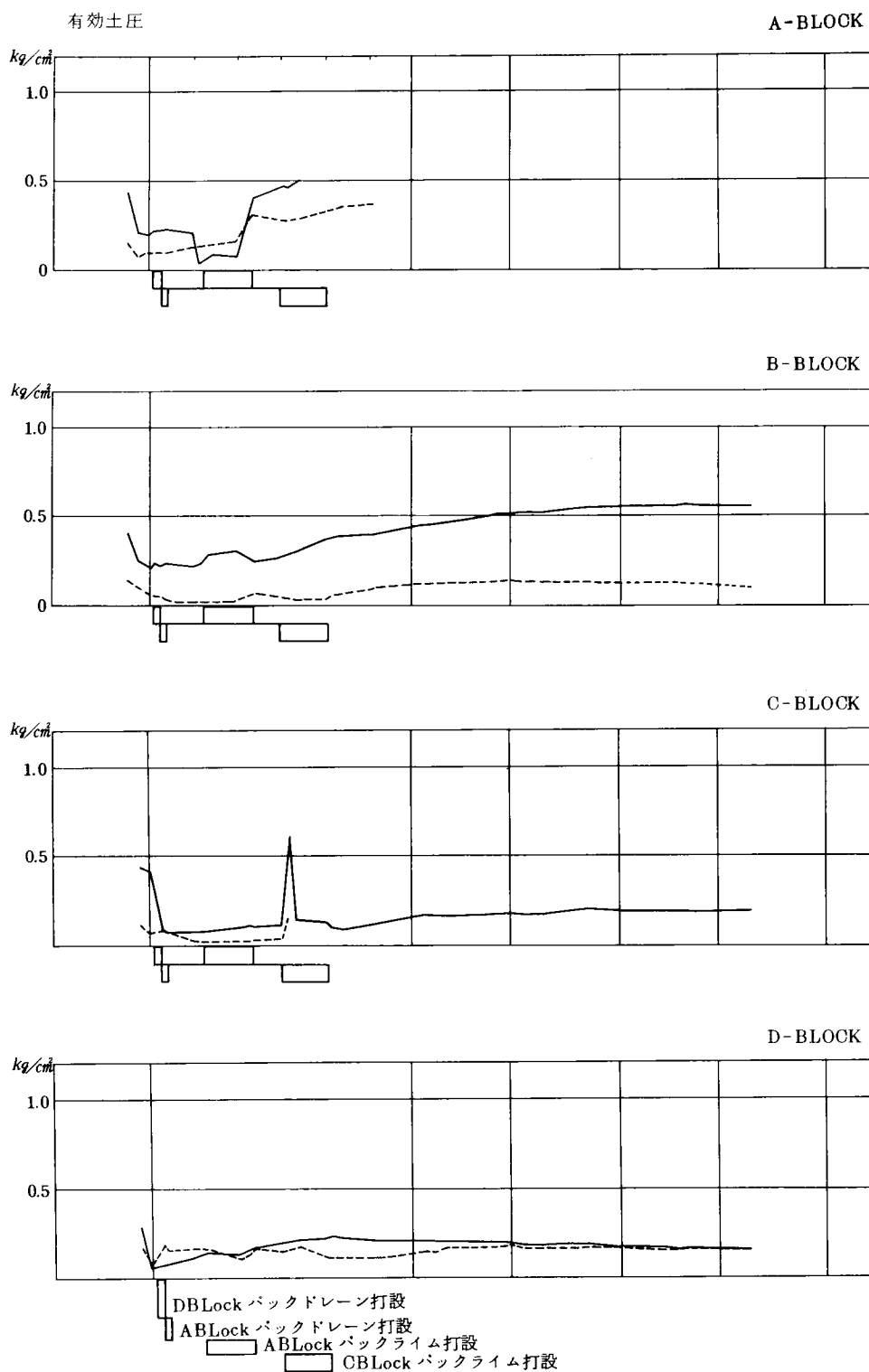


図 2・82 PACKED-DRAIN 打設時に生ずる有効土圧

Aブロックでは20cm～30cmの沈下が生じている。Bブロックでは約15cm，Cブロックでは約17cm，Dブロックでは15cm～22cm程度の沈下が生じた。

図2・80は間隙水圧の記録である。この記録から明らかなように打設と同時に間隙水圧は上昇するが，早い所では2日程で全体的には5日程度で，過剰間隙水圧がほとんど消散する。

図2・81は土圧計の記録である。Aブロックの土圧計は途中で断線して計測が不能となった。図2・82は有効土圧を表わしたものである。この図から判断できることは， 0.2 kg/cm^2 程度の有効土圧が作用していることである。これはおそらくPACKED-DRAIN打設時にケーシングの排土による影響であろうと推定される。

いずれにしてもこのように短期間に沈下が生じ，過剰間隙水圧が消散することはバーチカルドレーン工法における従来の静的荷重による圧密促進効果としては説明しがたい。打設前の土質調査結果の圧密係数はつぎのとおりである。深度4m鉛直方向の圧密係数 $C_v = 2.30 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min} \sim 3.39 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ ，水平方向の圧密係数 $C_h = 1.82 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ ，深度7m付近の鉛直方向の圧密係数 $C_v = 2.41 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min} \sim 4.00 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ ，水平方向の圧密係数 $C_h = 1.15 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min} \sim 5.86 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ ，深度10m付近の鉛直方向の圧密係数は $C_v = 2.04 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min} \sim 2.86 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ ，水平方向の圧密係数は $C_h = 1.85 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min} \sim 2.48 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ である。以上の値から推定しても載荷重による圧密促進効果以外の現象が，PACKED-DRAIN打設時に生じていることが明らかである。

このように短期間に沈下が生ずるのは，著者が先に推定したようにPACKED-DRAIN打設時に生ずる過剰間隙水圧が，ケーシング振動による土粒子と水の遊離，分離作用により集水されPACKED-DRAINの壁面に沿ってコンプレスドエアーにより排水された結果であると考えられる。さらに隣接しているPACKED-DRAINの周辺部分を通じて水圧が消散していく現象がみられる。しかもPACKED-DRAINの場合，外周にポリエチレンの袋体が存在するために壁面効果が働いて，一般のサンドドレーンに比してその現象が著しいと考えられる。

なお，この試験工事での現場観測の結果，PACKED-DRAINの外周付近から相当量の水が出てくることが確認されている。

以上の石油タンク基礎の基礎地盤改良にPACKED-DRAIN工法を採用し，その打設時における地盤の挙動の中で，沈下が著しく生ずることが確認された。しかしその原因が砂質土層の締め固めによる沈下だけであるのか，その一部に粘性土層の沈下も含まれているものが疑問であった。この実験を行った結果，粘性土層にもPACKED-DRAIN打設時に相当大きな過剰間隙水圧が生じ，しかも短時間にそれが離散し沈下が生ずることが明らかになったのである。それと同時に従来からサンドドレーンの打設による粘性土の乱れがあるから，サン

ドドレーン打設直後に載荷を行うことは危険であると定性的にいわれていたことも、PACKED-DRAINの打設による乱れも同様に生じながら約48時間程度で過剰間隙水圧が大体なくなることから本工法では問題とするにあたらないことが判明した。図2・83 PACKED-DRAIN打設直後の間隙水圧計，土圧計，沈下板の動きに示す記録は間隙水圧計 P 7，P 8，土圧計 PD 7，PD 8に最も接近した PACKED-DRAIN を打設した直後からの記録である。間隙水圧も土圧計も PACKED-DRAIN 打設直後は，深度 8 m 地点では約 0.5 kg/cm^2 上昇している。深度 4 m 地点では間隙水圧で約 0.1 kg/cm^2 ，土圧計で約 0.25 kg/cm^2 程度の上昇がみられた。なおこのような沈下が生じたにもかかわらず，PACKED-DRAIN の打設前後の粘性土の強度にはほとんど増加はみられなかった。（図2・84～図2・87参照）このことは赤井の研究による圧密は過剰間隙水圧の消散で生ずるのではなく有効応力の増加で生ずるということを証明していることになる。

ただし，以上の実施例ならびに現場実験例からも明らかなように PACKED-DRAIN 打設により沈下が生ずるから，少くとも沈下を生じさせるような現象が存在するのである。

この現象が起る理由は PACKED-DRAIN 工法そのものと，その打設方法にあると思われる。PACKED-DRAIN 工法はほとんど伸びのない袋体に砂を詰めるために，各々の PACKED-DRAIN は一定量の砂しか充填できないし，しかも地表面から所定深度迄均一に充填されており，1日の打設速度が実質的にみて延べ米で約 3,000 m であるから，1.2 m 正方形配置の場合を考えると，10m 深度のもので1日に1台の打設機械で約 430 m^3 を打設することになる。このことは打設による間隙水圧の上昇地域が相当広範囲になるということである。しかも打設による過剰間隙水圧の消散には早くても2日程度の時間を要するのであるから過剰間隙水圧の発生する地域はオーバーラップすることになる。図2・84～図2・87の PACKED-DRAIN 打設前後の粘性土の強度の変化をみても明らかな変化はみられなかった。図2・87の D ブロックでは7日，14日は後のコーン指数は増加の傾向を示し28日後は殆んど増加を示していない。一方，PACKED-DRAIN 打設現場では常に観察されることであるが，PACKED-DRAIN の周辺部から隣接の PACKED-DRAIN 打設時に水が排出することである。これらの現象を考え合せると，PACKED-DRAIN 打設時にすでに広義の圧密現象が開始されると考えることが妥当であると思われる。それは先に論じたごとく間隙水の遊離，分離，脱水作用と壁面効果作用がこの現象に大きく関与しているためであると考えられる。

従来のサンドドレーン打設時に局部的ではあるが，地表面が隆起することがある。これはその砂の充填方法に問題があり，地表面近くの浅い所に集中する結果である。PACKED-DRAIN 工法の場合は少くともその打設機構とも合せ考えて，土中の水分を排出して沈下を生じさせ

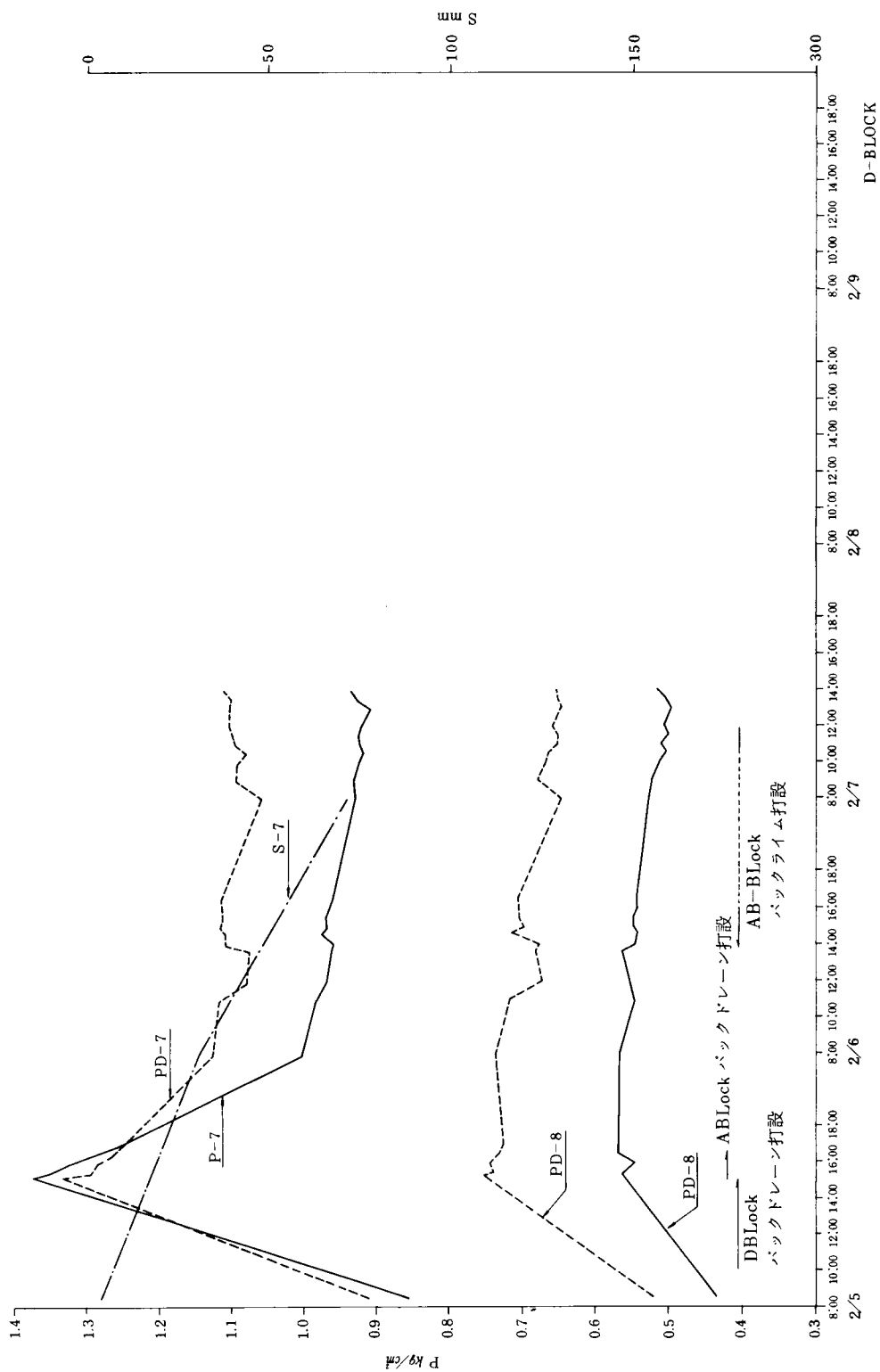


図 2・83 PACKED-DRAIN打設直後の沈下, 間隙, 水圧, 土圧の挙動

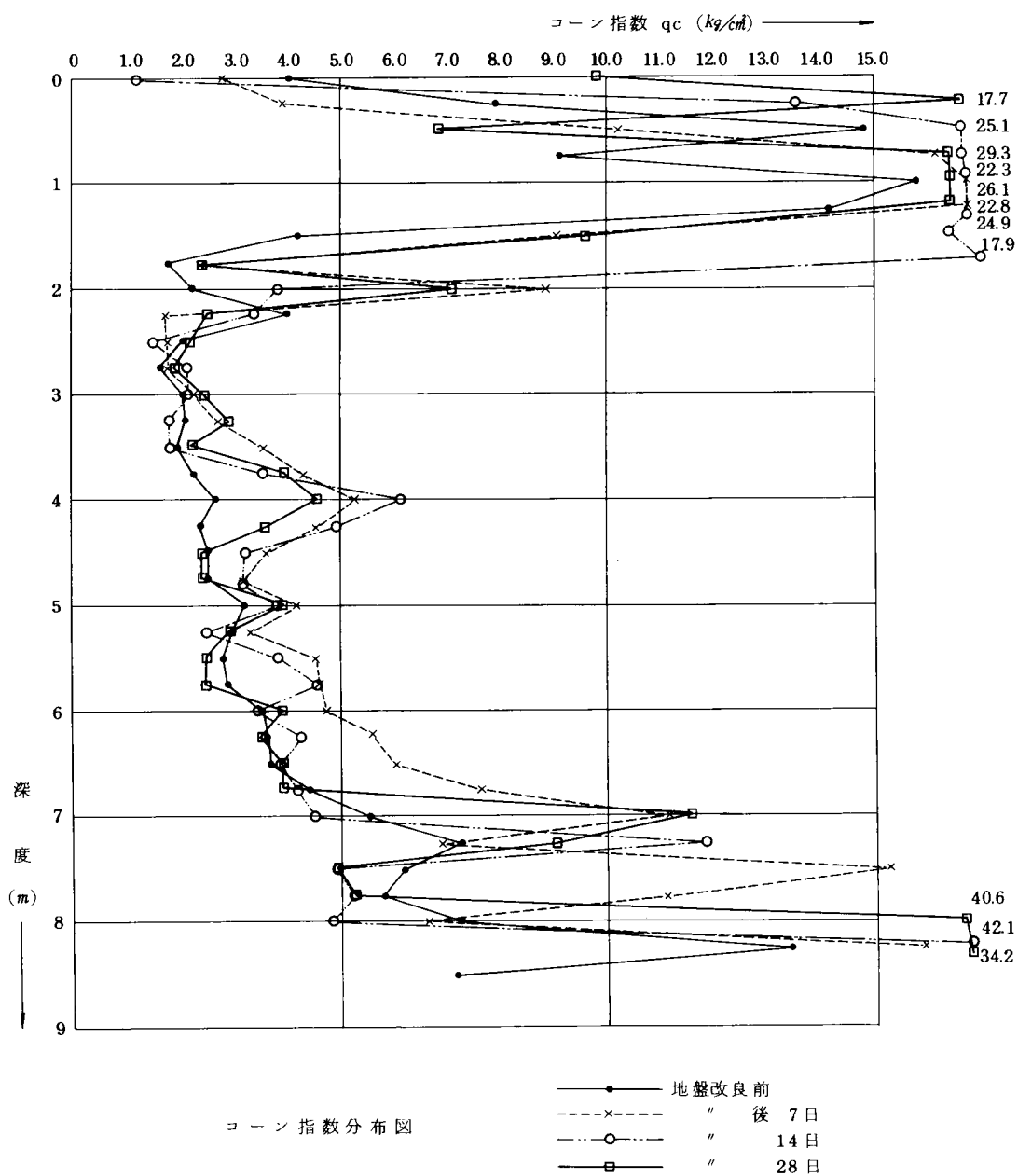


図 2・84 A ブロックの PACKED-DRAIN 打設前後のコーン指数 PACKED-LIME

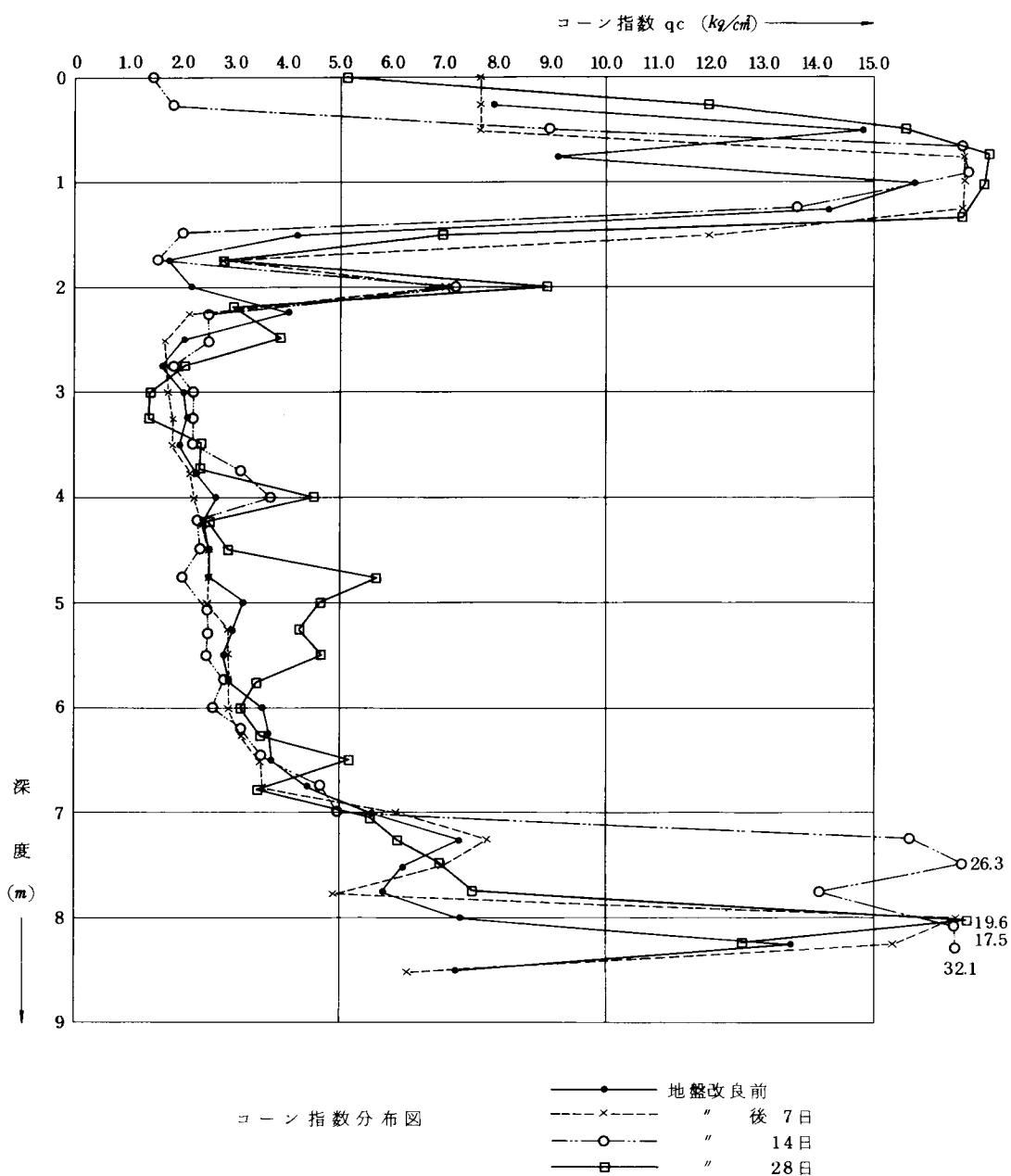


図 2・85 B ブロック PACKED-LIME 打設前後のコーン指数

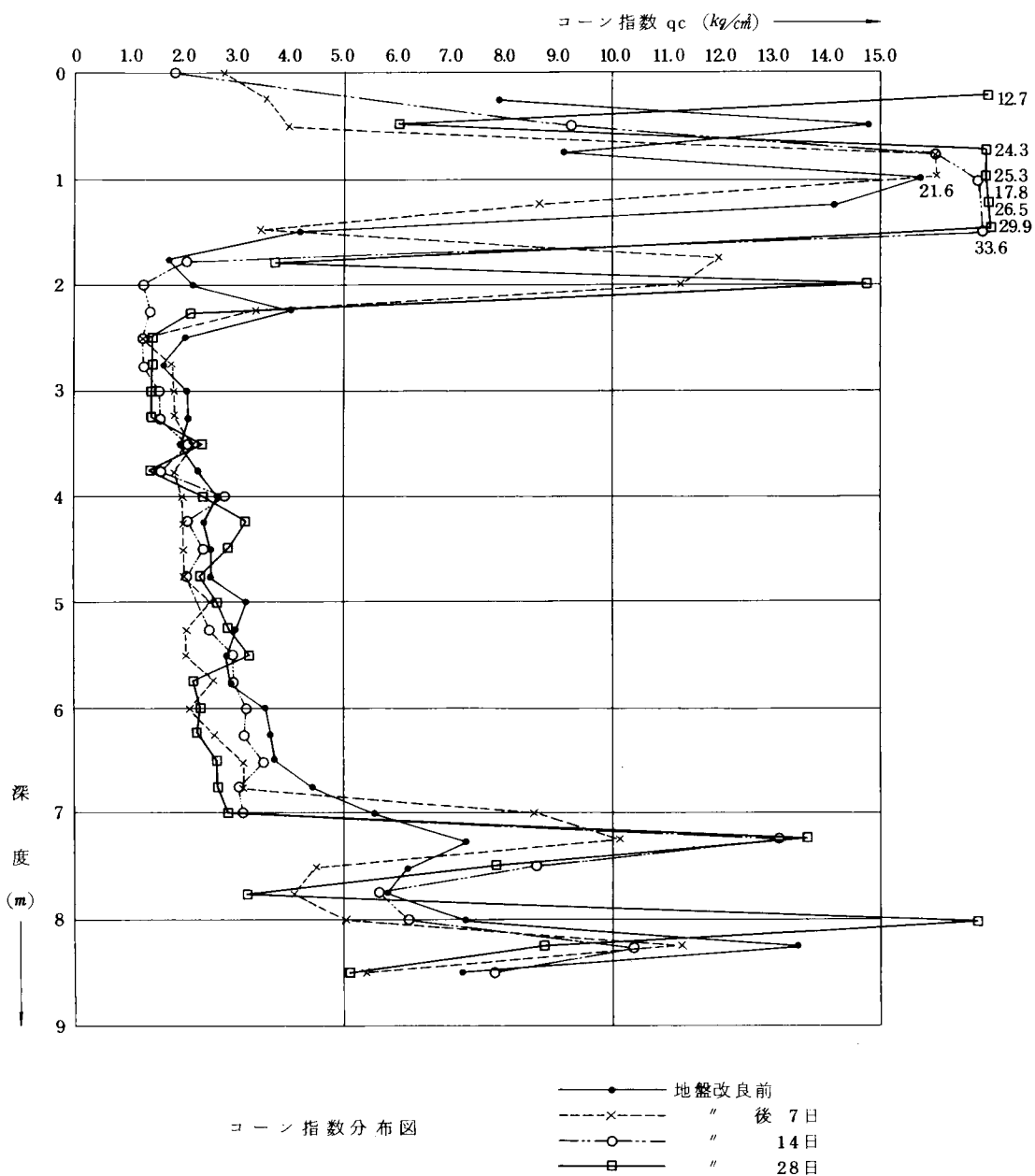


図2・86 Cブロック PACKED-LIME 打設前後のコーン指数

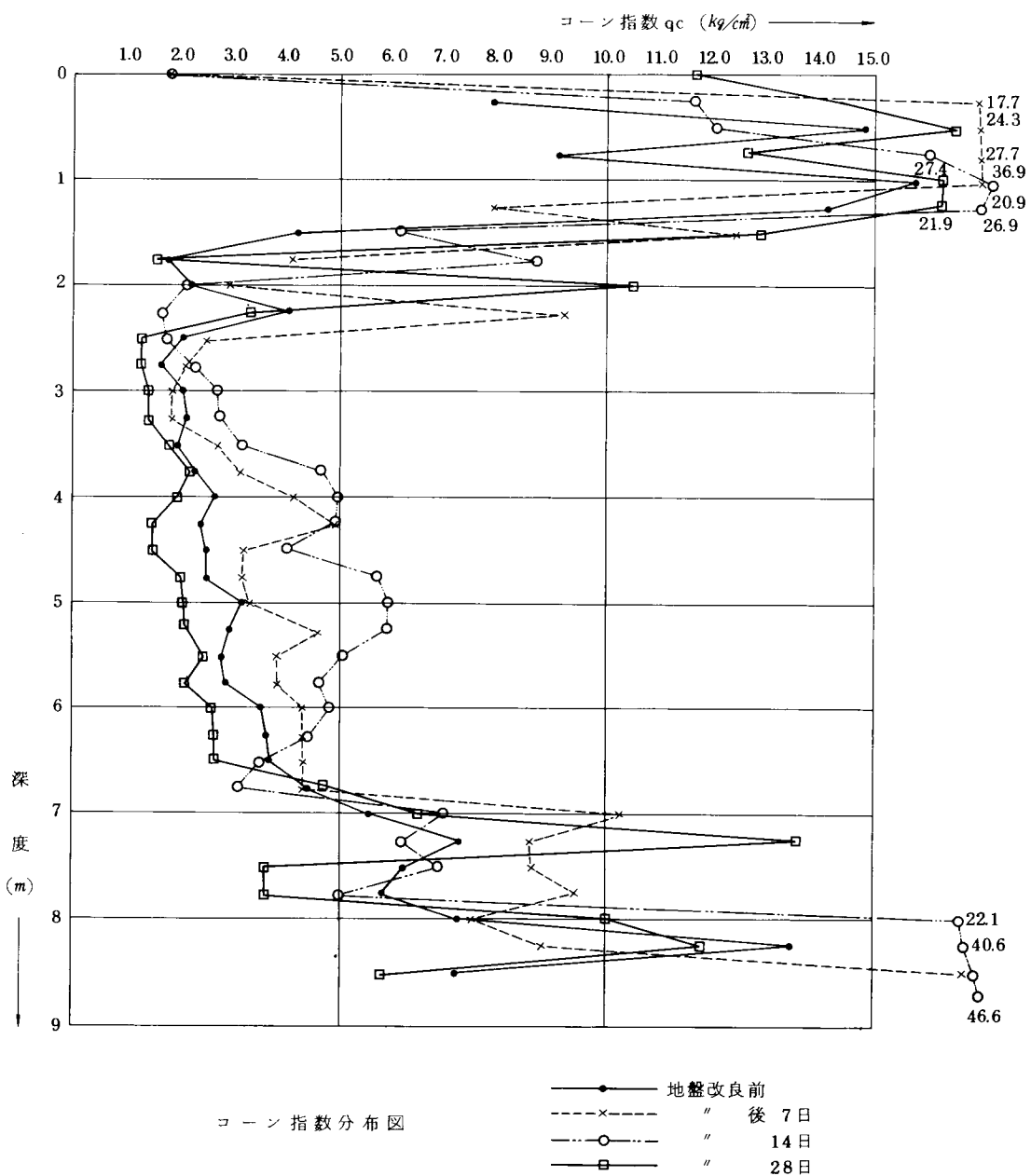


図 2・87 Dブロック PACKED-DRAIN 打設前後のコーン指数

る現象がある。このことは広義で圧密現象の一部であると考えられる。

2・2 砂質地盤におけるタンク基礎の地盤改良に関する研究

2・2・1 従来の砂質地盤に対する地盤改良工法とその問題点

従来ゆるい砂質地盤の改良工法としては種々の工法がある。その代表的な工法として、バイブロフローテーション工法と圧密砂杭工法とがある。圧密砂杭工法は、パーカッション型のものとバイブロハンマー式のものとがあって、特に後者はバイブロコンポーザーという呼名で広く利用されてきた。この代表的な二つの工法は現在でも広く採用されている。基本的には両工法ともゆるい砂質地盤は振動により締め固めが行なわれるという理論に立脚した工法である。これらの工法を一度でも実際に現場で施工したり、その施工管理をされたことのある人であれば、つぎのようなことに気付かれていると思うのである。まず、充填材の量がきめられていて、何がなんでもきめられた量を充填しようとして施工を行い、結果として地盤改良しようとする部分の地表面が盛り上がるという現象に出会うことである。本来、ゆるい砂質地盤を振動で締め固めるということは、その砂質地盤の砂の配列を最も理想に近い形に置き換えて、密度の高いいいかえれば、強固な地盤を作ることが目的である。このような目的を達成するには、現場ではどのような現象が起きるのが正しい施工であろうか。当然、振動締め固めを行った後の地表面は在来の地表面よりも下がるという現象が起ることが正解である。充填材をある量充填することを考慮しても、少なくとも施工前の地表面よりも施工後の地表面は下がるか、同一高さであることが理論的には正しいはずである。

ところが現実には前述のごとく、地表面が盛り上がっても設計で決められた量を充填することに努力し、一方、施工管理をしている立場の人達も設計で決められた充填量に達しない場合には、何か手抜き工事をしているかのように考えることが多々見受けられる。このようなことは本来の砂地盤を締め固めるという理論から考えると、まことにむだ骨を折っていることになる。いいかえると理論と実際とがうまくマッチしていないのである。これは施工したり、施工管理をする人達にとっては前述のような行動をとるのは当然である。このような矛盾を生ずるのは、PACKED-DRAIN工法の項でも論じたごとく、基礎理論を工学的な域までデベロップさせてないからである。ゆるい砂質地盤を振動で締め固めるという理論に異論をとなえる人はいないであろう。勿論、オーバーバイブレーションやオーバーコンパクションは別な話しである。著者もこの基礎理論に異論をとなえる者ではない。しかし、この基礎理論を実用化する際に勝手なことを行っているからこのような結果を生ずるのである。

ここでは振動で締め固めるという基本原理から、充填材をどのくらい充填するかという理論にすりかわっているのである。だから設計にあたって、直径40cmのケーシングで打設して、直径70cm

の砂杭を形成するのだという発想をし、ゆえに砂の量がいくらいるのだという考え方をしてしまうのである。振動を地盤に与えているのはケーシングの上に付いているバイブロハンマーであり、バイブロフローテーションではフロートの中に内蔵されている偏心装置を含む一連の起振装置であるから、その地盤に振動のトータルエネルギーをどれだけ与えることが最適であるかが設計である。少なくとも充填材の量を設計の基準におくことは前述のような問題を生ずることになる。著者はこのような矛盾に何回となく出会ってきたのである。前述のごとく砂質地盤を締め固めるには、その地盤に与える振動のエネルギーの量が問題となるが、現実には同じ砂質地盤でも土層の構成が異なるので充填量が異なる。

著者が考案したのは、地盤に関係なく充填量を一定に固定する方法である。

2・2・2 新しい砂質土地盤の締め固め工法

前述のごとく、従来の砂質地盤の締め固めの主流をなす工法は、その理論を実際に応用する過程で、充填材の充填量を尺度として行なわれてきた。著者は本来の砂質地盤の振動による締め固め現象の基本理論にたちかえり、この理論と実際との矛盾を解消するために、あるいは理論と実際とをより近ずけるためには、いかにあるべきかを研究、解析した結果つぎのような結論を得て新しい砂質地盤改良工法を考案開発した。砂質地盤を締め固めるには、その地盤に与える振動を主体とする機械的エネルギーの量が問題である。しかし現実には、同じ砂質地盤でもその地盤を構成する要素が異なる。例えば、砂質地盤を構成する砂の粒度の問題とか、その砂粒子の形状の問題とかが異なるので、著者が考案したのはどのような砂質地盤でも、砂杭の単位長さ当りに充填する充填材の量は一定にして、各々の地盤に応じて振動締め固めの回数を変えることである。このような方法を採用することにより、目的の締め固め度合いに対して、在来の地盤が非常にゆるい場合には、何回もの振動締め固め作業が必要となることは当然である。

一方、ゆるい砂質地盤であればある程、締め固めによる地表面の沈下が大きくなるはずである。具体的にはPACKED-DRAINの打設機械を利用した。PACKED-DRAIN 工法を適用した地盤の挙動で論じたごとく、PACKED-DRAINを打設すると砂質地盤の締め固め効果が表われることに着目したのである。

しかもPACKED-DRAIN工法に使用しているポリエチレンの袋体は、ほとんど伸びがなく一定量以上の充填材は充填できない。しかもこの機械は外径で15cm程度のケーシングを4本同時にバイブロハンマーで打設するので、砂質地盤に効率よく振動を伝達することができる。そこでPACKED-DRAINの打設機械を砂質土地盤の締め固めという目的のためという観点から検討することにしたのである。今度は振動締め固め効果を上げるためにバイブ

ロハンマーのキャパシティーを上げてみたり、ケーシング打設時の砂ホッパーの中の砂の量を変えることにより打込み時のケーシング先端に作用する鉛直力を変化させることにより、どのような挙動をするかを確認するために実際の石油タンク基礎に適用してみたのである。このような振動締め固め工法を本論文では便宜上、以後新しい締め固め工法と称するものとする。

2・2・3 新しい締め固め工法のタンク基礎への適用

瀬戸内海に面する香川県坂出市の臨海埋立地に数千klから10万klまでの石油タンクを約40基建設するにあたり、この新しい締め固め工法を適用した。この場所は石油の製油所であり、既存石油タンクが数十基あった。この既存の石油タンク基礎はバイブロフローテーションで、基礎地盤の改良がなされていたものである。

今回は石油タンクの増設にあたるのであった。この新しい締め固め工法を採用したタンクの中の一部の配置図は図2・88に示すとおりである。土質の概要は図2・89と図2・90土質柱状図に示すとおりである。

これらの石油タンク基礎の基礎地盤の改良目標は、深度約15mまでの砂質地盤をN値10以上の均一な地盤にすることであった。

設計上の推定沈下量の算定はつぎの式で行なった。

$$S = \int_{z=0}^{z=15} \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} dz \quad 2-14$$

S : 沈下量 m

e_0 : 原地盤の間隙比

e_1 : 改良後の間隙比

Z : 地表から改良する深度の層厚 m

e_0 , e_1 はつぎの式から推定を行った。

$$e = 0.95 - \frac{N}{100} \quad 2-15$$

N : 標準貫入試験値のN値

この方法で新しい締め固め工法による地盤改良後の沈下量の推定を行って、実際の石油タンク基礎の地盤改良に適用したのである。原則としてこの締め固め砂杭の打設間隔は1.2mの正方形とし、必要に応じてその中間に千鳥に打設するものとした。この場合は0.85m正方形配置となる。

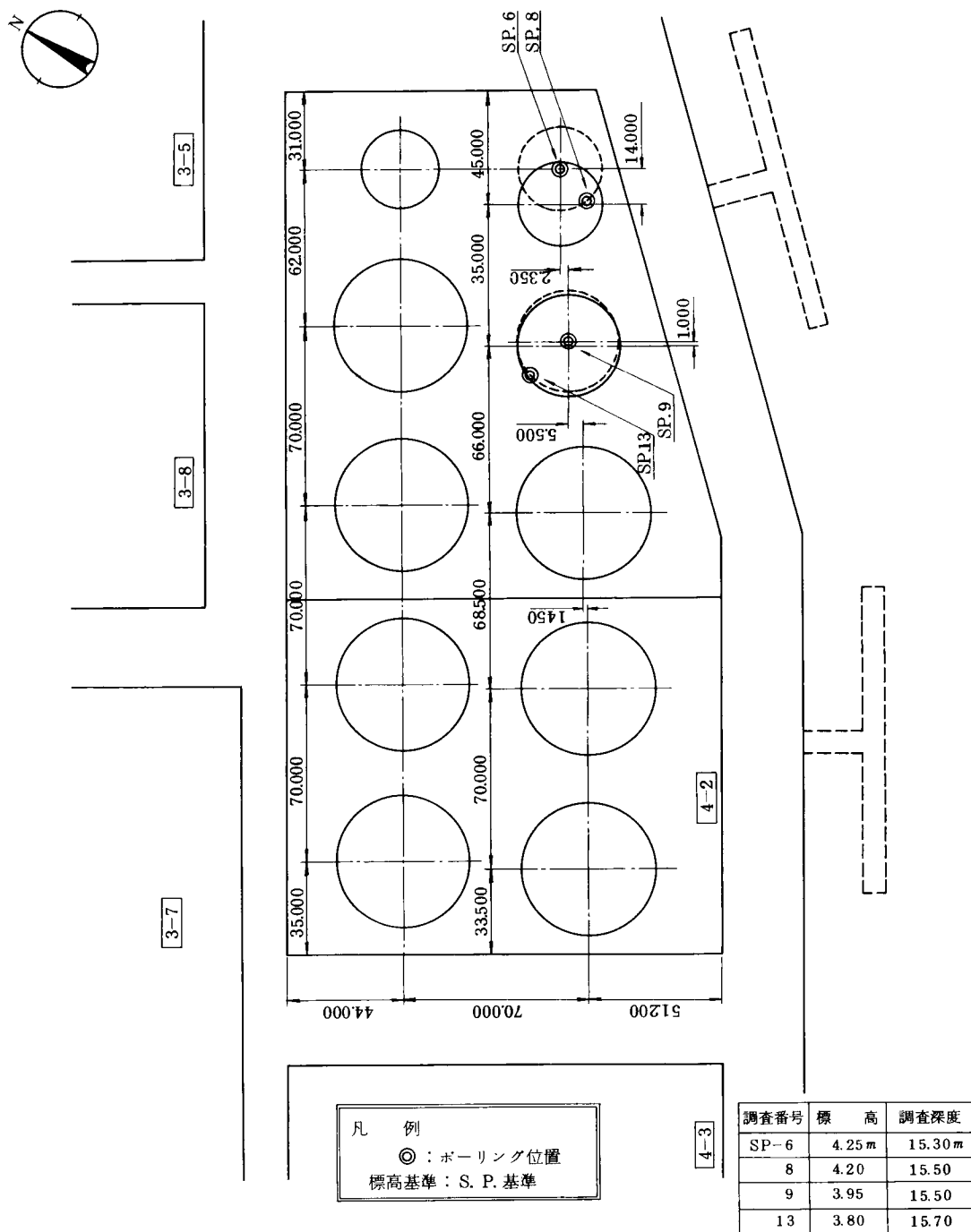


図 2・88 タンクの配置図

調 査 名					ボーリング	SP-6
調 査 場 所						
調 査 年 月 日	施 工 前	昭和48年5月3日	施 工 後	昭和48年7月19日		
標 高	+ 4.25 m		基 準	S. P. 基準		
ボーリング工法	ロータリー式		実施者名			

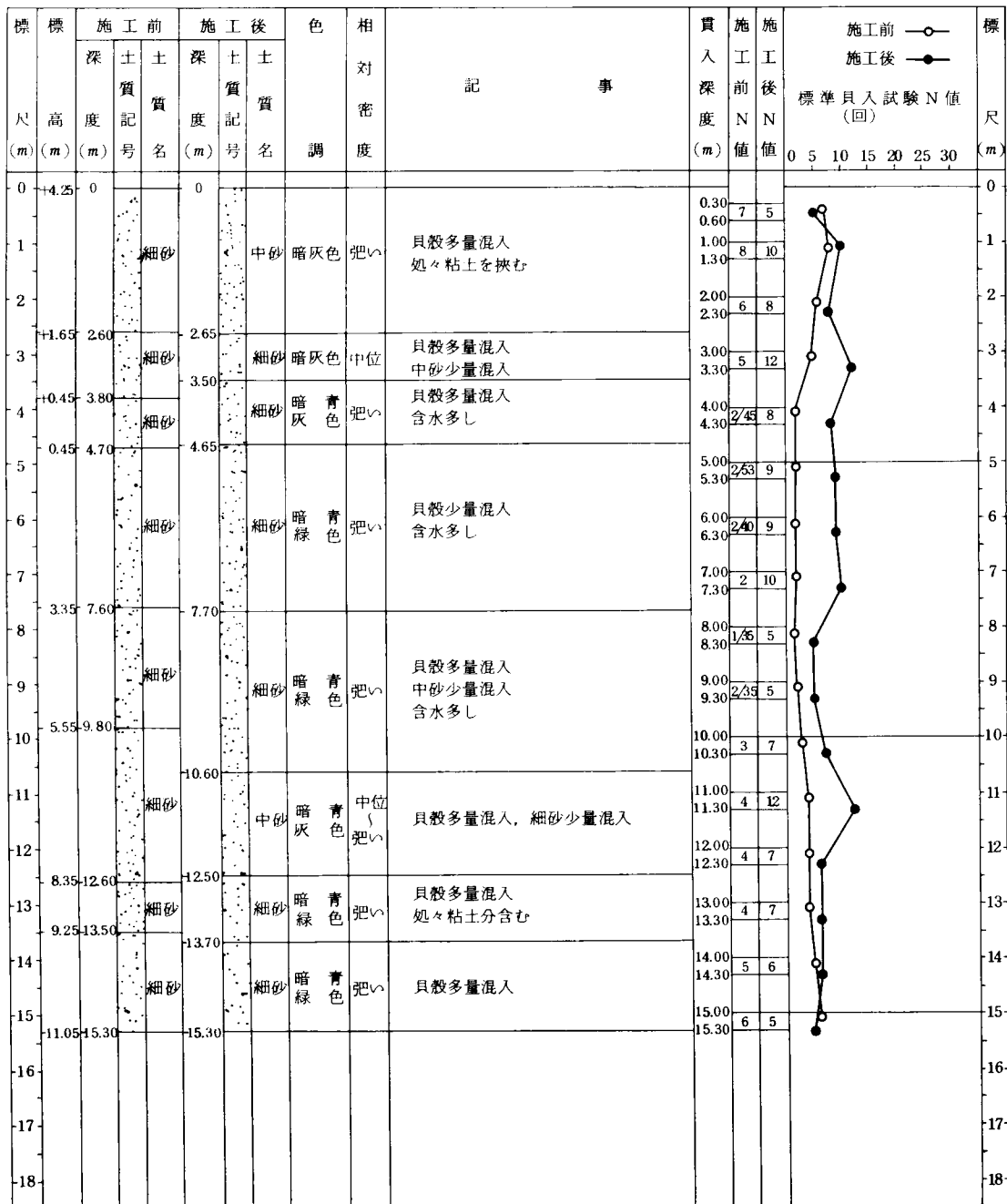


図2・89 土質柱状図

調 査 名					ボーリング	SP-13
調 査 場 所						
調 査 年 月 日	施行前	昭和48年 5 月 11 日	施行後	昭和48年 7 月 19 日		
標 高	+ 3.80 m		基 準	S.P. 基 準		
ボーリング工法	ロータリー式		実 施 者 名			

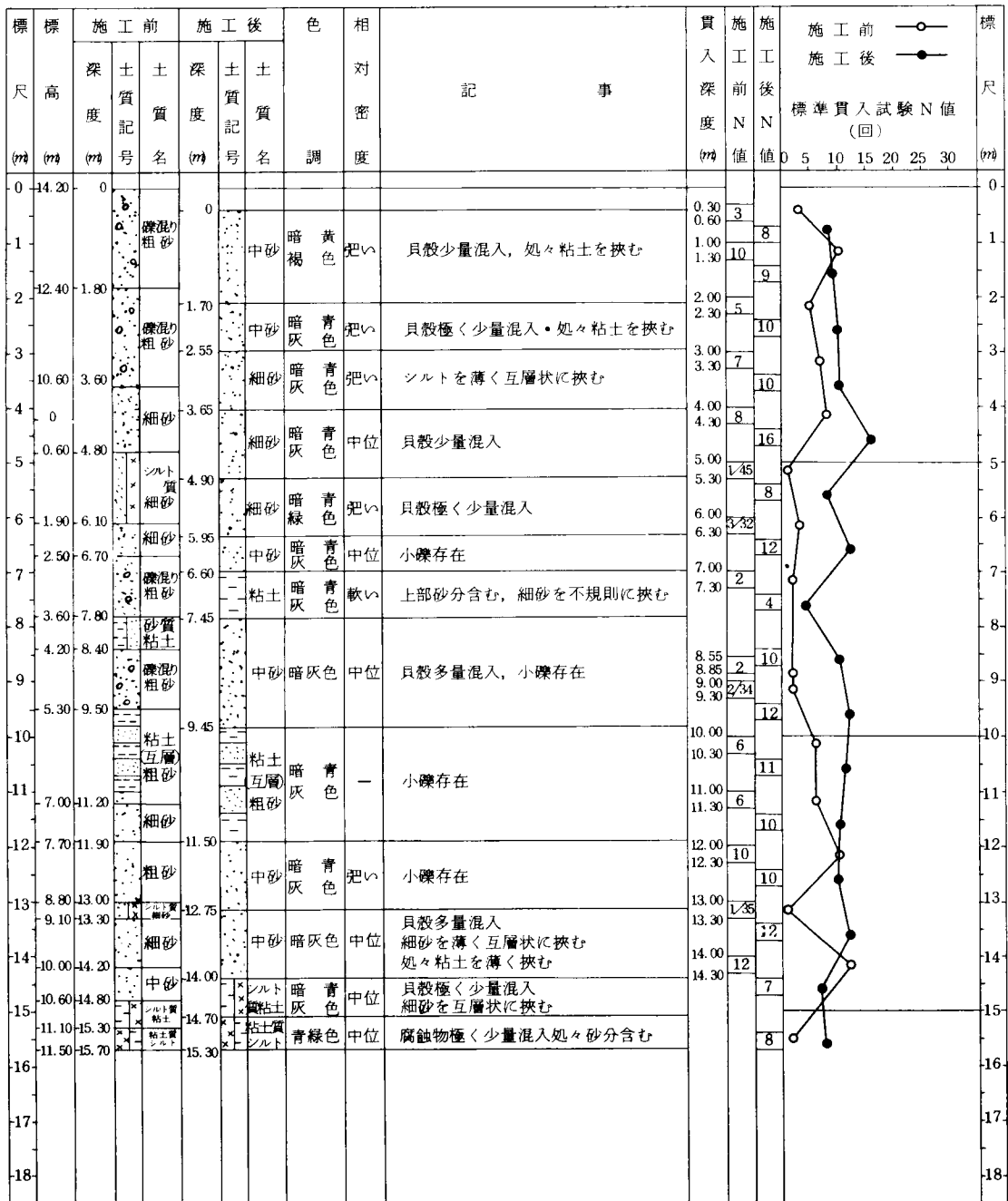


図2・90 土質柱状図

2・2・4 新しい締め固め工法によるタンク基礎の挙動とその考察

この工法はゆるい砂質地盤を締め固めることが目的であるので、石油タンクの基礎地盤の改良にあたってはタンクの周辺部から中心へと施工を行ったのである。

打設機械は全く PACKED-DRAIN と同じものを使用して、4 本同時に打設を行い振動を与える時間を充分とるように注意した。

その改良結果は前出の図 2・89、図 2・90 の土質柱状図に併記してある施工前後の標準貫入試験の N 値のとおりである。図 2・91 改良深度と実測沈下量の関係は、各タンクの外周部と中心部とに分けて、その改良深度と沈下量を示したものである。(a) が外周部 (b) が中心部である。図 2・92 は沈下率と地盤改良深度の関係である。ここで示す沈下率とは沈下量を ΔS 、地盤改良深度を L とし、 $\Delta S/L$ として表わしたものである。図 2・93 は沈下率と地盤改良前の平均 N 値との関係である。この図で 3-4 地区、3-6 地区のタンクを除くと、地盤改良深度に対する沈下率と平均 N 値の関係は

$$\Delta S/L = 0.004 N + 0.045 \quad 2-16$$

として表される。図 2・94 は締め固め工法施工前後の N 値の比較を示したものである。平均値で施工後の N 値は施工前の N 値の約 1.3 倍になっている。図 2・95 N 値の増加率と施工前の N 値との関係を示したものである。ここでいう N 値の増加率とは施工後の N 値を施工前の N' 値で除したものである。(N/N') 図 2・96 は設計時の推定沈下量と実測沈下量の比較である。(a) はタンク周辺部、(b) はタンク中心部である。この地盤では推定沈下量と実測沈下量が非常によく合っていることがわかる。

図 2・97 はタンク建設後のタンク水張り時におけるタンク側板部の推定沈下量と実測沈下量との関係を示すものである。図 2・98 はタンク水張り時のタンク側板部の平均沈下量と最大不等沈下量を示したものである。2 点鎖線は平均沈下量の $\frac{1}{2}$ を最大不等沈下量とした時の直線を示すものである。これは一般に円型タンクの場合比較的均一な地盤の上に建設した時、その最大不等沈下量は側板部の平均沈下量の $\frac{1}{2}$ 程度と考えればよいとされているので、この直線を入れたのである。この地盤の場合には、ほとんどのタンクが側板の平均沈下量の $\frac{1}{2}$ 以内の最大不等沈下量でおさまっていることを示すものである。図 2・99 は水張り時のタンク側板部の沈下とタンク水抜き後のリバウンド量との関係を示したものである。

この地盤では水張り時の沈下量に対して 11.6 % だけ水抜き後上ったことを示している。ただしここで注意しなければならないのは、このリバウンド量にはタンクの変形量も含まれていることである。以上のように新しい締め固め工法を鋼製円筒型石油タンクの基礎に採用したところ所期の目的を十分に果し得ることが判明した。砂質土層の地盤改良は上載構造物を上載して、はじめてその結果の良否が判ることが多いので、計画の時点から充分その結果を予測できる

ような工法を採用しなければならない。一方，現場においてその施工管理が十分に可能な方法でなければならないのである。

新しい締め固め工法は，今後砂質地盤の改良工法として，振動の大きさ，最適振動時間等をさらに研究することによって，もっと広い範囲に適用できるものと確信するものである。

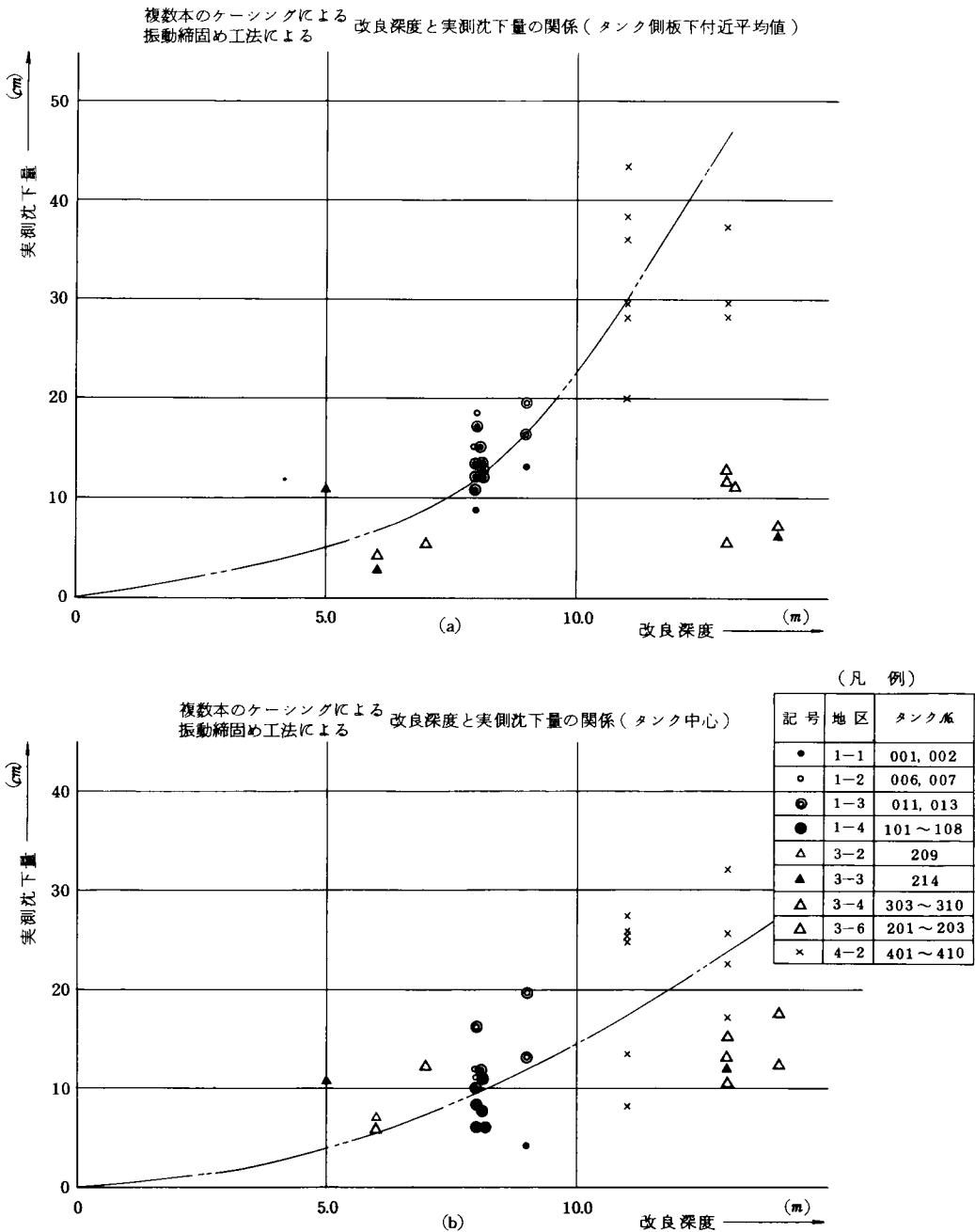


図 2・91 改良深度と実測沈下量

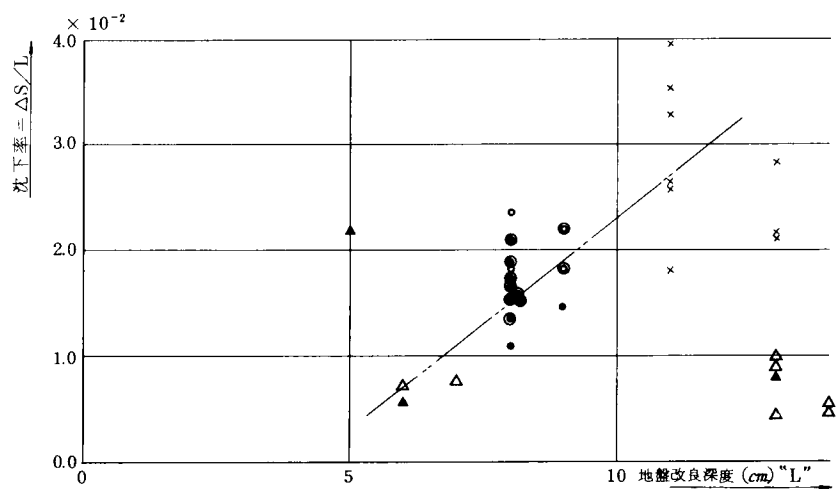
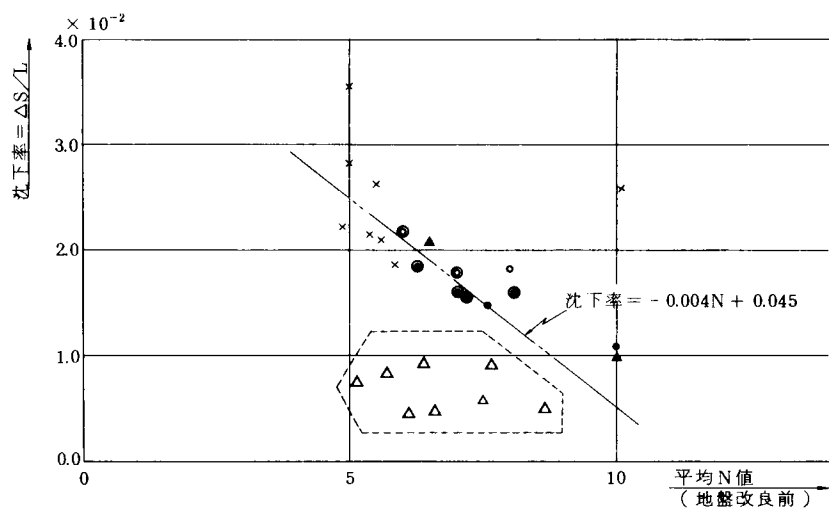


図 2・92 沈下率と地盤改良深度の関係



(凡 例)

● 1 - 1 001, 002	● 1 - 4 101-108	△ 3 - 4 303-310
○ 1 - 2 006, 007	△ 3 - 2 209	△ 3 - 6 801-803
⊙ 1 - 3 011, 013	▲ 3 - 3 214	× 4 - 2 401-400

図 2・93 沈下率と平均N値の関係

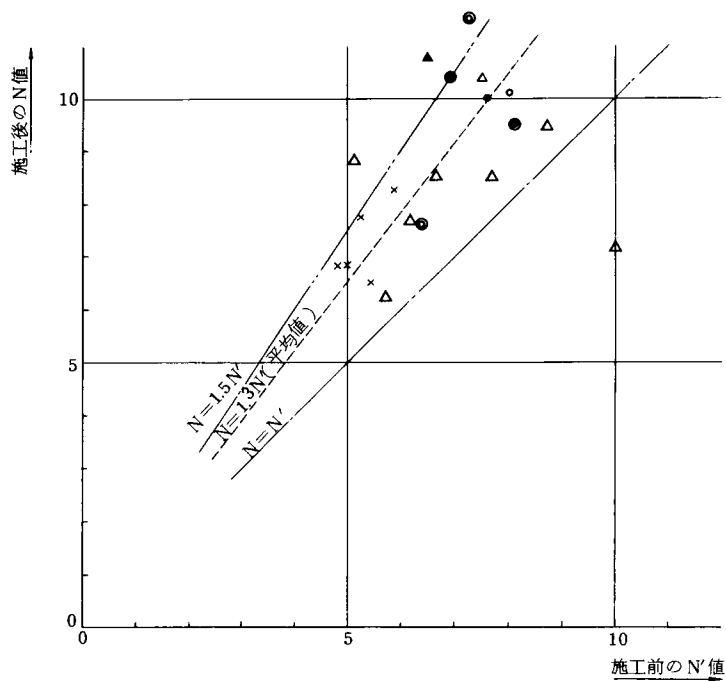


図 2・94 施工前後の N 値の比較

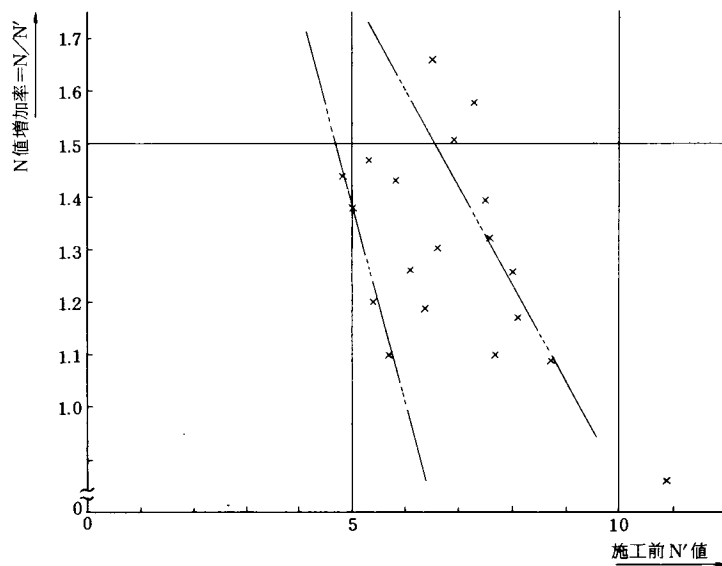
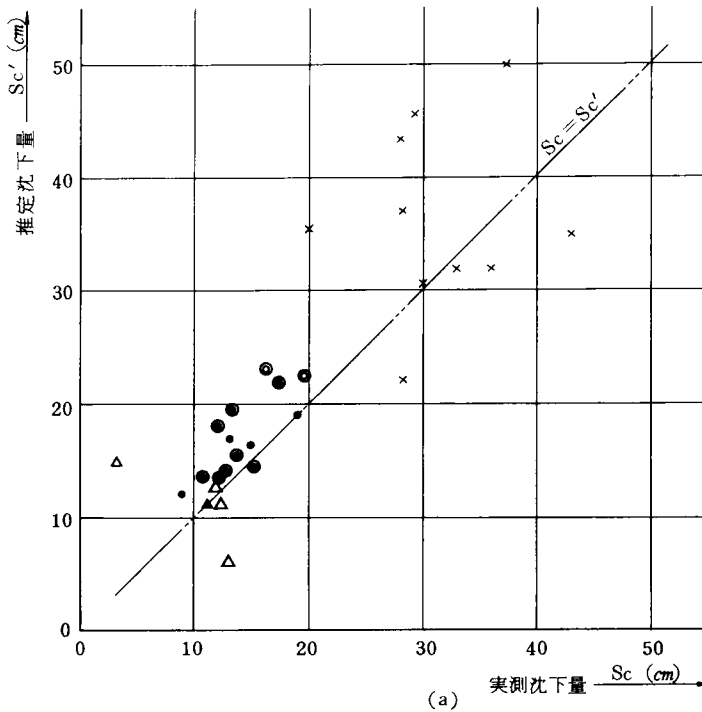
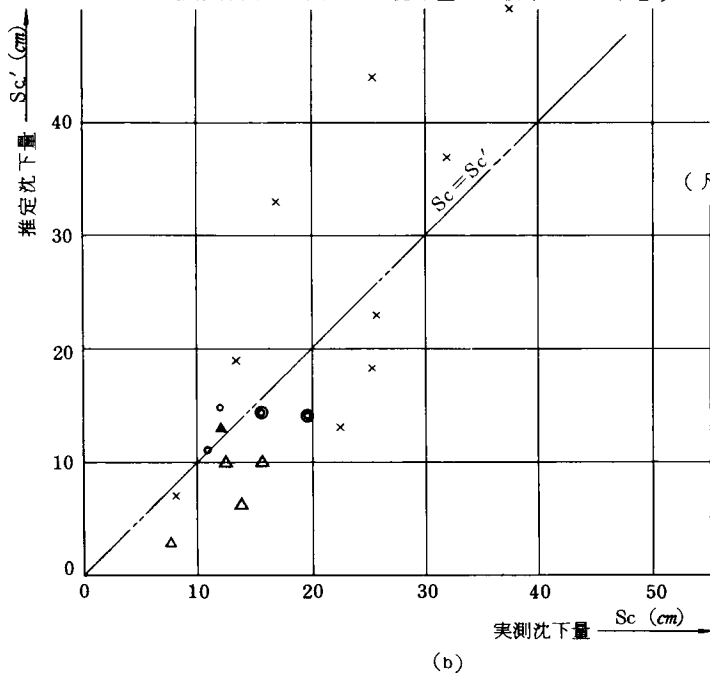


図 2・95 N 値増加率と施工前 N' 値の関係

複数本のケーシングによる
振動締固め工法による沈下量の比較（タンク側板下付近平均値）



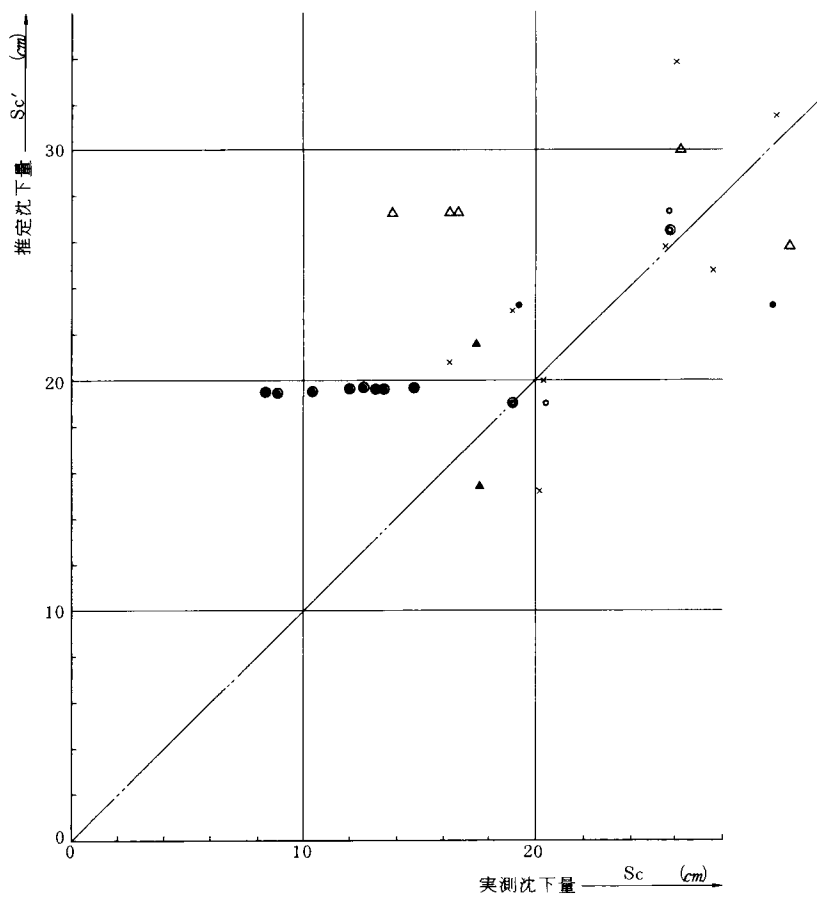
複数本のケーシングによる
振動締固め工法による沈下量の比較（タンク中心）



（凡例）

記号	地区	タンク №
○	1-1	001, 002
○	1-2	006, 007
●	1-3	011, 013
●	1-4	101 ~ 103
△	3-2	209
▲	3-3	214
△	3-4	302 ~ 310
△	3-6	301 ~ 303
×	4-2	401 ~ 410

図 2・96 推定沈下量と実測沈下量の比較



(凡例)

● 1-1 001, 002	● 1-4 101-108	△ 3-4 303-310
○ 1-2 006, 007	△ 3-2 209	△ 3-6 801-803
● 1-3 011, 013	▲ 3-3 214	× 4-2 401-410

図 2・97 水張りによる沈下量の比較(タンク側板下)

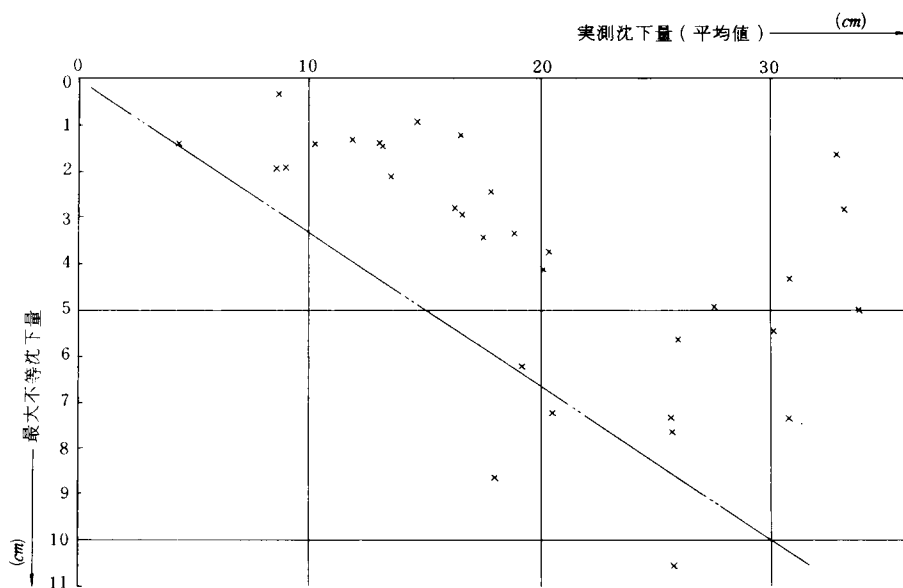


図 2・98 タンク水張り時の側板下実測沈下量と最大不等沈下量の関係

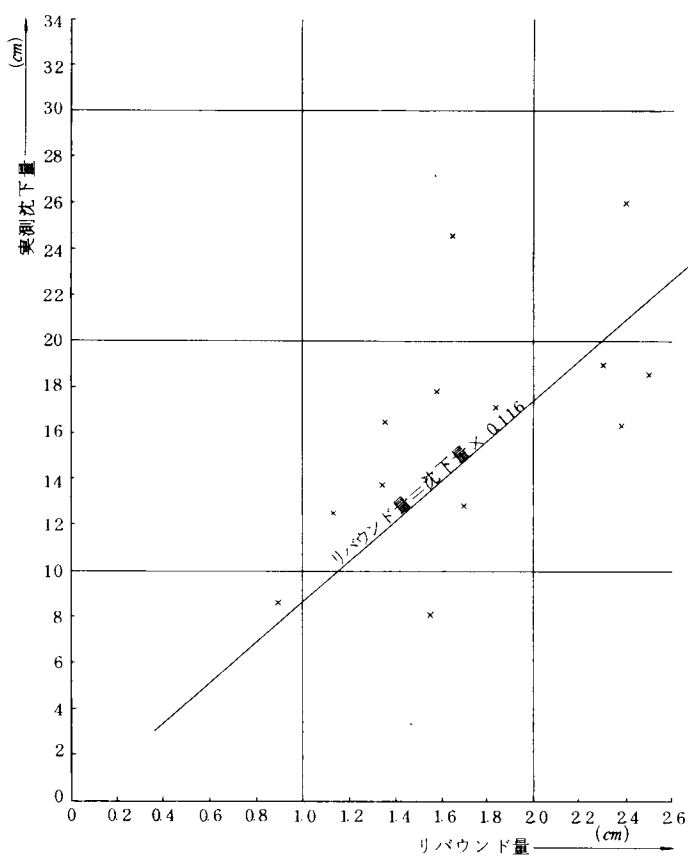


図 2・99 側板下実測沈下量と水抜き後リバウンド量の関係

結 語

本章では鋼製円筒型石油タンク基礎の基礎地盤の改良工法に関するものを論じた。

粘性土地盤を主体とする地盤に対しては、従来のサンドドレーン工法の不完全な点を指摘し、より理論に適合する PACKED-DRAIN 工法を研究、開発して、その設計方法ならびに施工方法を確立したものである。それを実際の鋼製円筒型石油タンク基礎の地盤改良に適用してその挙動を観察した結果、PACKED-DRAIN 打設直後に生ずる沈下の性質を解析して、その現象に土中水の遊離、分離作用と壁面効果の考え方を導入して理論づけを行ったのである。一方、砂質地盤の締め固め工法に関しては、従来の充填材の量を尺度として設計が行われていた考え方に対して、本来の振動エネルギーを与えるという立場に立ち帰って、充填材の量を一定にする考え方の新しい締め固め工法を研究、開発したのである。

さらに、それを鋼製円筒型石油タンク基礎の地盤改良に適用して、その効果の確認と挙動を明らかにしたものである。鋼製円筒型石油タンク基礎の建設に当って、地盤改良の理論と実際とのギャップについて、研究、解析を行ってより理論に対して忠実な工法を考案して、現実に適用して、その理論づけを行い、効果を明らかにしたものである。

参考文献

- (1) 松尾新一郎編
土中水1971年6月日刊工業新聞 P 85 ～ 132.
- (2) 松尾新一郎編
土質安定工法便覧1976年，日刊工業新聞
- (3) 岡林郁夫・田上実「軟弱地盤における工事実施例，第8章4節造成宅地の安定のために
バックドレーン工法を利用した場合 P 312 ～ 321，1977年，土質工学会編
- (4) 岡林郁夫：地盤改良の調査・設計から施工まで，1章サンドドレーン工法
P 33 ～ 74，土質工学会編
- (5) 高木俊介：サンドパイル排水工のためのグラフとその利用例，土と基礎，Vol. 3，No.12
pp. 8 ～14，1955年11月
- (6) 中瀬明男：サンドドレーンの設計図表，土と基礎，1964年6月
- (7) A. W. Skempton：Effective Stress in Soil Concrete and Rock pore Pressure
and Suction in Soils. P 38，1961 Butterworths.
- (8) 岡林郁夫・新井邦彦：水島臨海工業地帯埋立地における施工例，基礎工，Vol. 1，
No. 4，1973年
- (9) 岡林郁夫：バックドレーン工法，
土木施工，特集地盤改良工法，1980年11月
- (10) 岡林郁夫：地盤改良工法の理論と実際，基礎工，Vol. 9，No. 2，1981年
- (11) 岡林郁夫：サンドドレーン工法とその設計施工，軟弱地盤の改良，P 52 ～ 60
総合土木研究所発行，1980年6月
- (12) 赤井浩一：バーチカルドレーンの圧密機構について，土木学会論文集，第277号
P 137 ～ 140，1978年9月
- (13) 赤井浩一：サンドドレーン打設時の地盤の圧密について，土木学会論文集，第302号
1980年10月
- (14) 土質工学会編：
土質工学ハンドブック第19章2節オイルタンク基礎，P 593 ～ 599，1965年，技報堂
- (15) 赤井浩一・大西有三・安川郁夫
バーチカルドレーン工法の設計法に関する検討，1978年3月，
財団法人 防災研究協会

(16) 柳瀬隆・岡林郁夫・佐々木伸

真空圧密の三次的挙動について，土木学会第 32 回年次学術講演会
構演会概要集第 3 部，P 186 ，1977 年 10 月，土木学会編

第3章 鋼製円筒型石油タンク基礎の盛砂基礎に関する研究

序 言

盛砂基礎は、タンク本体を直接載せる部分である。この盛砂基礎は、タンクパットとかサンドベッドと称されている。土質工学的には、むしろ、このような盛土形式でなく、根伐りして、タンク基礎の部分を周囲の地表面よりも低くする方が安定する。

しかし、従来から鋼製円筒型石油タンクの基礎は、コンクリートスラブ形式の極く限られた基礎形式以外は、必ず盛砂基礎が、設けられている。しかしその工学的理由を解明したものは皆無である。1933年に米国土木学会ASCEが、鋼製円筒型タンクの基礎はコンクリートスラブのような剛性の高い、固い基礎よりも、ロームや粘土のような、ある程度やわらかい基礎の方がよいという主旨の論文を発表している。その主たる理由は、タンク本体の可撓性に起因するものである。ただし、歴史的にみて、当時のタンクは、小型であり、かつ、リベット構造であって、現在のように大型化され、かつ溶接構造のものに比すれば、まだ剛性が大きかったと考えられる。著者は、ここで、あらためて、大型化され、溶接構造となった現在の鋼製円筒型石油タンクに対して、盛砂基礎の工学的意義を研究した。

さらに、土質工学的に、盛砂基礎を設計するにあたっての理論づけを行ったものである。

3・1 常時荷重における盛砂基礎の設計、施工に関する問題点

3・1・1 盛砂基礎の役割とその機能

前述のごとく、土質工学上は、この盛砂基礎形式のように、盛り上げることは、あまり好ましいことではない。しかし、この盛砂基礎形式が一般に、広く採用されてきた理由は、タンク本体からの要求によるものであった。

その主たる理由はつぎのとおりである。

- a) タンクの操業上の理由、主として、ポンプとの位置関係。
- b) タンクの内容物の、デッドストックを少なくして、効率よくタンクを使用するため。
- c) タンクを空にしたり、清掃、メンテナンスの簡便さ。

d) タンク底板を、地下水面から、なるべく離し、かつ雨水排水をよくして腐蝕の環境をつくらないため。

e) タンク底板の溶接歪等の変形を、この盛砂基礎で吸収して、底板の局部的な変形を防ぐため。

土質工学的には、盛砂基礎の役割は、タンクの荷重を均一に地盤に伝達することと、ある種のクッションとしての機能を果たすことである。従来、使用されてきた盛砂基礎の形式は、図3・1 盛砂基礎の種類に示すようなものである。(a)は鉄筋コンクリートリングの上に、タンクの側板が位置していて、主に内圧のかかるタンクとか、風圧によって、転倒するおそれのあるアンカーボルト等を必要とするタンクに適用されることが多い形式のものである。

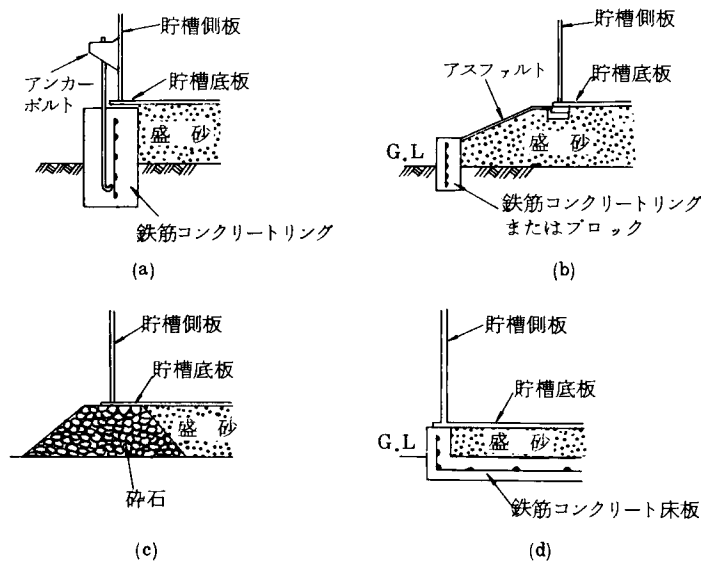
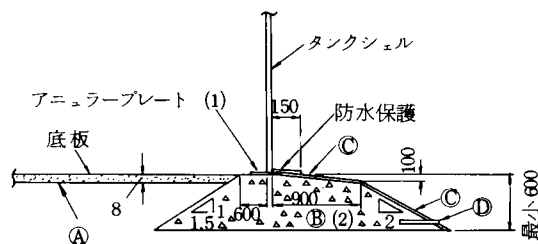


図3・1 盛砂基礎の種類



材料

- A. 砂利または碎石（直径 1/2～3/4 インチ）
- B. 砂利または碎石（直径 1～1½ インチ）
- C. サンドアスファルト 2 インチ厚ーアスファルト散布を行ない表面を水密にする
- D. 油の漏洩を発見するためのドレーンパイプ 100φ
（ドレーンパイプは地表面直上につける）

注記

1. アニュラープレートは碎石敷に目潰碎石を足した上に設置する
その表面は軽くアスファルト散布を行なう
2. 材料“B”の厚さ約 20 cm ごとに敷きならし、機械にて十分転圧し順次積み上げる

図3・2 A.P.I. Standard盛砂基礎

図 3・1 の(b)タイプのものは従来最も多く使用されてきた形式のものである。現在は、我国においては、局部破壊の問題、タンクが漏洩した時のことを考慮して、(c)の形式のものが、一般化している。(d)の形式のものは、主として、杭打基礎の場合に使用されている。

米国においては、A.P. I. Standard 650, Appendix B で、リコメンタブルなタンク盛砂基礎として、図 3・2 のような形式をあげている。

以上が、盛砂基礎が果す、役割りとその機能である。次節ではタンク本体とのかかわりについて、さらに、一步進めて議論を展開することとする。

3・1・2 盛砂基礎とタンクとの関係

前節においても、盛砂基礎とタンクとのかかわりあいの一部について述べたが、本節では、土質工學上の立場から、さらに深く、盛砂基礎とタンクとの関係を論ずるものである。

図 3・3 は、タンク側板の平均沈下量 \bar{S}_p と最大傾角 $\tan \theta$ との関係を示すものである。

ここでいう最大傾角 $\tan \theta$ とは、タンク側板上に測点を設けて、タンクの円周方向の高低測量を行い、その $0^\circ \sim 360^\circ$ にわたる展開図を作成して、その曲線の最大勾配をなす点の勾配を $\tan \theta$ で表わし、最大傾角と称するものである。本図の・印で示すものは、仙台市郊外の東北石油㈱の仙台製油所内の石油タンク 26 基の実測値である。○印は四国の坂出地区の臨海埋立地に建設されたタンク 31 基の実測値である。この二つの地区は、いずれも、砂質地盤である。この図からは、 \bar{S}_p と $\tan \theta$ の間には、明確な関連性は認め難い。

\bar{S}_p は主として深層を含む砂質地盤全体の圧縮性に関係すると推定され、 $\tan \theta$ は盛砂基礎の不均一な変形に支配され易いものであるため、両者の間に強い相関性のないのも当然である。

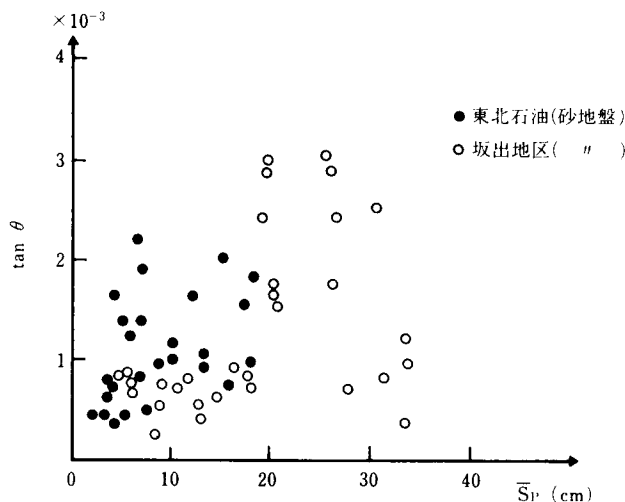


図 3・3 側板平均沈下量と最大傾角

これに対して、タンク側板に関する最大不等沈下量(δS_p)は $\tan \theta$ と同様に盛砂の変形に依存する量と考えられるので、両者間には相関性のあることが予想される。

図3・4は、これを裏書きするものであって

$$\tan \theta = 3.9 \times 10^{-4} \delta S_p \quad 3-①$$

によって、両者を回帰すると、その重相関係数は0.88となっており、かなり高いものとなる。

この式を導く場合、粘性土地盤である岡山県の水島地区に建設されたタンクのデータ(×印)も考慮されていることに注目すべきである。最大傾角 $\tan \theta$ と最大沈下量 δS_p は、主として盛砂基礎の変状が効き、基礎地盤の差異は、大きな影響を与えるものでないことが明らかになった。もちろん、東北、坂出、水島の3地区とも、基礎地盤部については、それぞれの地盤改良工法が施工されているものである。東北では、パイプロ・フローテーション工法、坂出では、新しい締め固め工法、水島では、Packed-Drain工法+Pre-Loading工法、と地盤に適合した工法が採用されたのである。いずれにしても、盛砂基礎の動向は、タンクの最大傾角 $\tan \theta$ や最大不等沈下量 δS_p に大きな影響を持つことが明らかになったのである。

盛砂基礎の設計、施工にあたっては、以上のように、盛砂基礎の挙動が、タンク本体に影響をおよぼすことを充分考慮しなければならない。

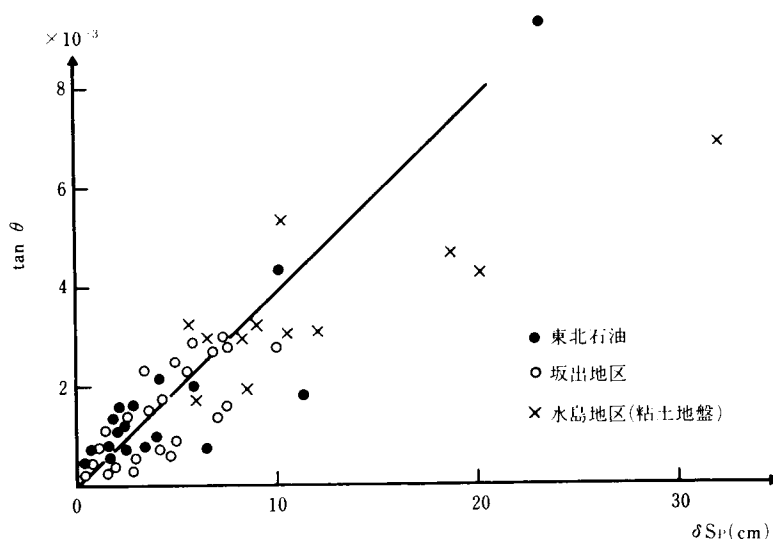


図3・4 側板最大不等沈下量と最大傾角

3・2 地震時荷重における盛砂基礎の設計施工に関する問題点

3・2・1 地震時における盛砂基礎の挙動

地震時における盛砂基礎の挙動については1978年6月12日に発生した宮城県沖地震による被害状況を調査する機会を得たのでその時の資料を中心に論ずるものである。

基礎地盤に関しては、各地各様の対応があることは当然であるが、盛砂基礎とタンク本体との関連については、比較的客観性を有するものと著者は考えている。その他の資料としては、地震によるタンク関係の被害の報告がなされていて、著者が入手できた次のものを参考とした。1964年アラスカ地震マグニチュード 8.4。1965年コンコン地震(チリ)マグニチュード 7.4。1971年サンフェルナンド地震マグニチュード 6.6。1979年エルセントロ近郊地震マグニチュード 6.4。

宮城県沖地震の震源位置は北緯38度 9分東経 142度13分であり、震源の深さは、約30kmと推定されている。著者等が調査したタンクの所在位置は、震央から約 100 kmのところである。

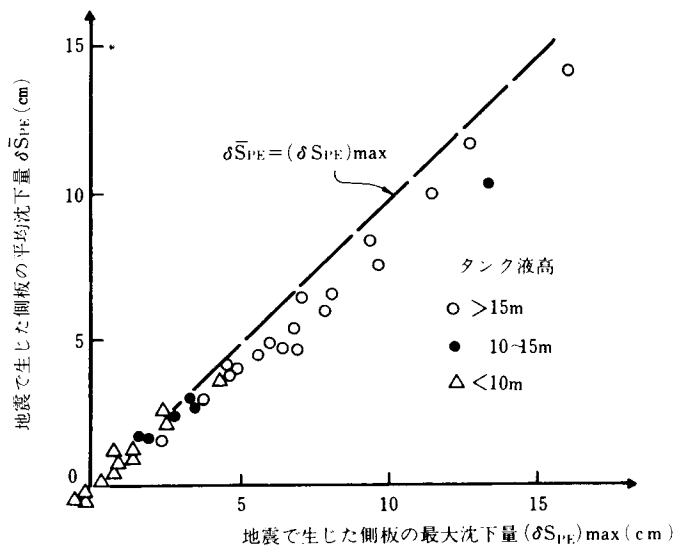


図3・5 地震時の側板の沈下

図3・5は、地震で生じたタンク側板の沈下量について、その最大値 $\delta S_{PE} \max$ と平均値 $\delta \bar{S}_{PE}$ をプロットしたものである。この図でプロットした点が、45° 線に近いことは、地震によってタンク全周にわたって、ほぼ一様に沈下が付加されたことを意味する。その原因の一つとして、地震時の加速度に著しい方向性がなかったことが考えられる。一方、確かではないが、タンクのような円筒型の形状にも起因するのではないかという疑問も残る。

図3・6は、地震時のタンク側板の平均沈下量 $\delta \bar{S}_{PE}$ とタンク水張テスト時における平均沈下量 \bar{S}_{PW} をプロットしたものである。 \bar{S}_{PW} には、基礎地盤の沈下はかなり含まれると考えられるが、これと $\delta \bar{S}_{PE}$ との間に密接な関係が認められないという結果からみて、 $\delta \bar{S}_{PE}$ は基礎地盤よりは、むしろ盛砂基礎の変形の影響を大きく受けるものと考えられる。

図3・7は $\delta \bar{S}_{PE}$ と地震が起った時のタンク内容物の液高(h)の関係を示した。 $\delta \bar{S}_{PE}$ は

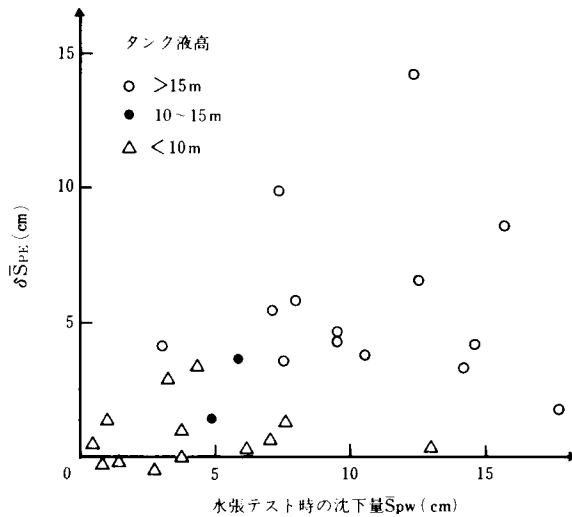


図 3・6 水張りテスト時と地震時の沈下性状の比較

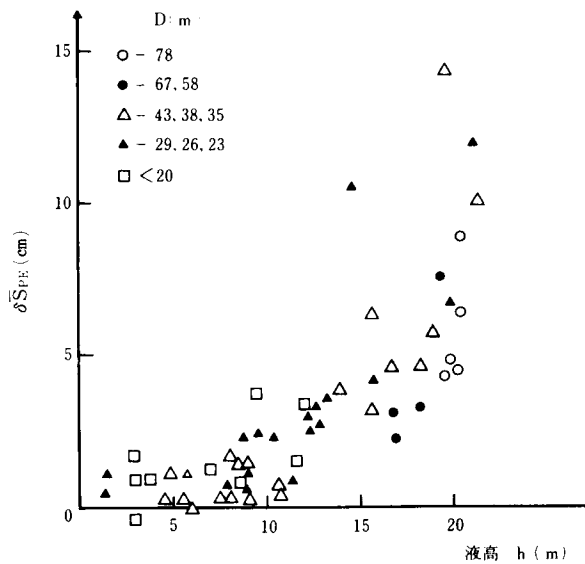


図 3・7 液高と地震時沈下量

h が増すと急激に増大し、同時にタンク直径(D)が大きくなると小さくなる傾向がみられる。

図 3・8 は地震後におけるあるタンクの底板の形状を示すものである。タンク側板部が、盛砂中にめり込むと同時に、のり面にはせん断破壊の痕跡と考えられる段差が各所で認められた。すなわち地震時のタンク側板部沈下の主たる原因は盛砂基礎の局部的破壊、変形であることが結論され、図 3・6 に関して行った推論が裏付けされたのである。

地震時における盛砂基礎の挙動はタンクの周辺部，タンク側板直下の部分で，著しい動きをすることが判明したのである。

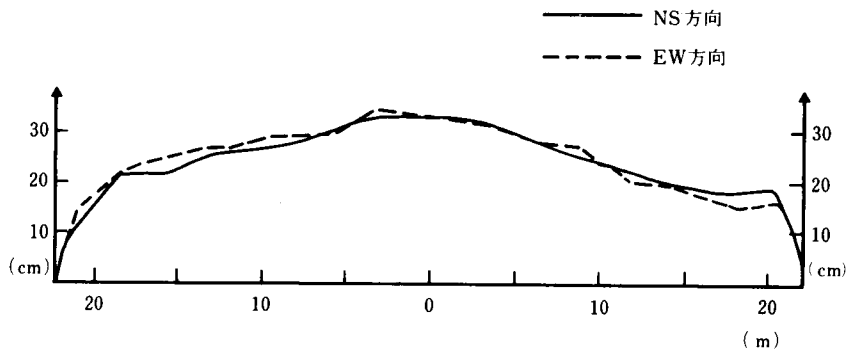


図 3・8 底板変形図

3・2・2 地震時における盛砂基礎への考察と対策

盛砂基礎の変状特性を研究するため，タンクを除去した盛砂基礎上で平板載荷試験を行った結果を表 3・1，図 3・9 に示す。ただしブロックの根入れを 0.25 m，円形鋼板に対する根入れを 0.1 m とした。結果に多少のバラツキがあるが，根入れが小さいにもかかわらずタンク側板から離れた中心近くの変形抵抗は，タンク側板付近のものに比べて大きく，約 2 倍となっている。また極限支持力についてみてもタンク側板下に比べ中心部の値は，かなり大きい。これらの理由によって中心部分は，ほとんど沈下せず，タンク側板直下で大きな沈下が生じたものと考えられる。

表 3・1 平板載荷試験結果

No	載荷位置と方法	記号	載荷面積(cm ²)	K値(kgf/cm ²)
217	側板直下(ブロック 2 枚)	×	720	8.6
218	側板直下(ブロック 2 枚)	●	720	12.6
224	側板直下(ブロック 1 枚)	○	1440	11.7
224	中 心 (円形鋼板)	△	706	24.8
224	側板より 6m 奥(円形鋼板)	▲	706	20.8

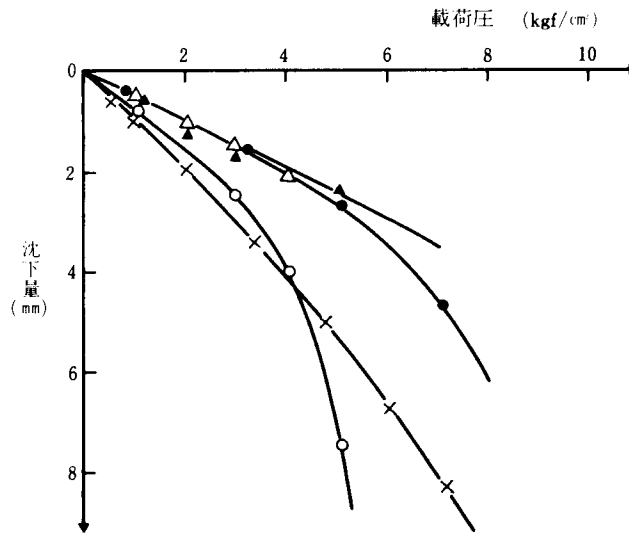


図 3・9 平板載荷試験の沈下曲線

このことを定量的に以下考察しよう。

一般に沈下 S と載荷圧 p の関係は双曲線表示によって近似できる。すなわち

$$S = \frac{p}{K(1 - \frac{p}{q_u})} = \frac{q_u}{K(\frac{q_u}{p} - 1)} \quad 3-②$$

と表わせる。ここに q_u は載荷状態で決める極限支持力である。(2)式の初めの関係から、一定の p に対して q_u が小さい程 S が大となり、後の関係から一定の q_u に対して p が大きい程 S が大となることがわかる。ところでタンク側板付近では前述のように q_u が小さく、同時に K も小さいので中心に比べて過大な沈下が生ずることとなる。この q_u を斜面付近に載荷したとして剛塑性解析によって求めると、

$$q_u = \mu \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma / 2 = \mu q_{u0} \quad 3-③$$

のように表わせる。

γ : 土の単位体積重量

B : 載荷幅

$N\gamma$: 水平地盤上に載荷されたときの支持力係数

$q_{u0} = \gamma B N\gamma / 2$ は水平地盤に関する極限支持力を意味する。 μ は斜面載荷に関する低減係数で犬走り幅、のり面高さ、その勾配と内部摩擦角に依存する。(図 3-10) ここで μ の

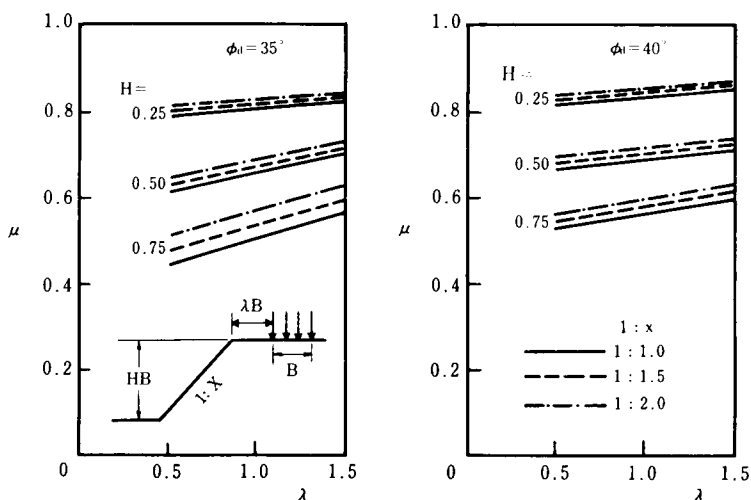


図3・10 支持力低減係数

低下に最も大きく効くのはHすなわち盛砂斜面高であって、これを高くすると q_u の低下が大きくなる。逆に q_u の低下を阻止するためには、犬走り幅やXを大きくするよりもHすなわち盛砂斜面高をできるだけ小さくするのが最も効果的である。

振動台実験

以上の考察は静的なものであるから、地震時にそのまま適用してよいと断定できない。このために振動台を用いたモデル実験を行い動的検討を試みた。水平に加振される振動台上に1.1 m角、厚さ15 cm、のり高3 cmの盛砂基礎を治具により作製し、外径0.8 m、高さ0.4 m、肉厚1 cmの亚克力製のモデルタンクを載せる。この上にさらに鋼製載荷板を取り付けて盛砂に載荷圧 p を与える。2 Hz で正弦状の加振力を徐々に加え、タンクが急激にめり込む時の加速度 (α_{cr}) と p の関係を求めた。実験は犬走り幅を入 B ($B=1$ cm) とし、入を2, 5, 15に変化させ、のり面勾配は全て1:2とした。また入 = 5 に対し、のりの代りにのり肩に鉛直な補強リングのあるものの試験を行った。実験の結果が図3・11に示されている。また図3・12は各試験での最終沈下(めり込み量)と p の関係である。

図3・11で水平地盤に近い○印、補強リングのある×印で同じ α_{cr} に対する p が大きく、犬走り幅が減少するにつれて p が減少しており、静的結論と類似な傾向となっている。

図3・12によっても○印に应ずる最終沈下は一般に小さいことがわかる。水平地盤上の載荷のケースで、 $\alpha_{cr} = 100 \sim 200$ ガルに対する p は静的載荷時のものの $2/3 \sim 1/2$ 倍程度である。すなわち地震加速度が増すと支持力係数が低下することに当る。簡便のため震度法を適用して剛塑性理論により支持力解析を行えば地震時係数が図3・13のように与えられる。

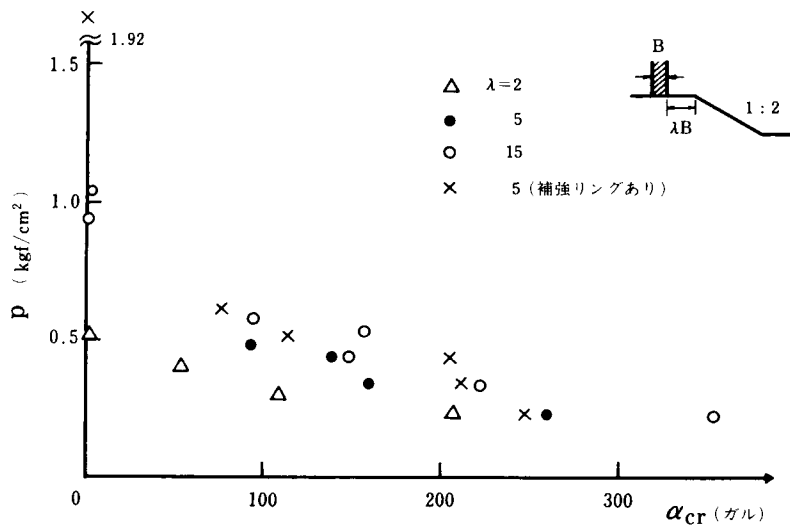


図 3・11 载荷圧と限界加速度

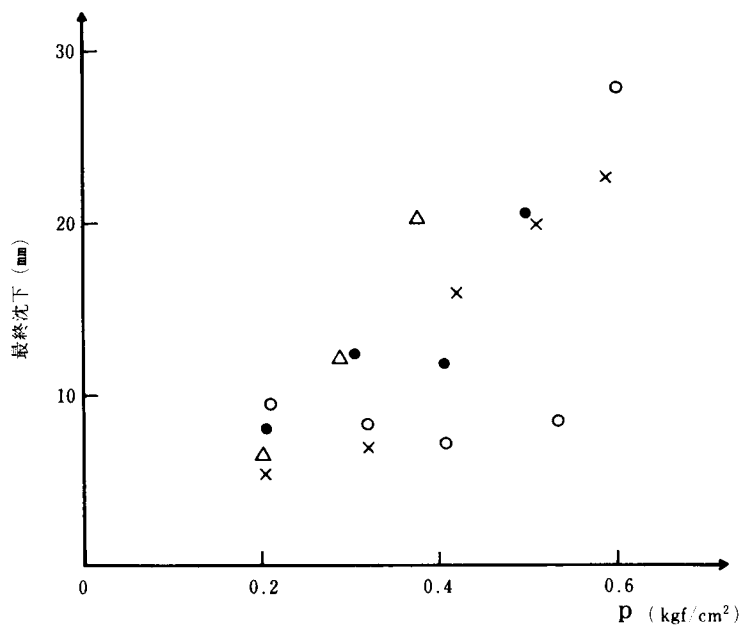


図 3・12 载荷圧と最終沈下

この図から $k = \alpha/g$ が 0.1 増加するときの支持力係数は k を変えずに ϕ_d のみを約 2.5° 減じて求めたものに大体等しいことがわかる。ところで、震度法では、(i)周期的に変る慣性力が、一方向荷重として働らくと仮定されること、(ii)普通、慣性力はランダムな地震波の中の最大加速度に着目して定義されること、のために安全側に過ぎるとされている。(ii)に関して

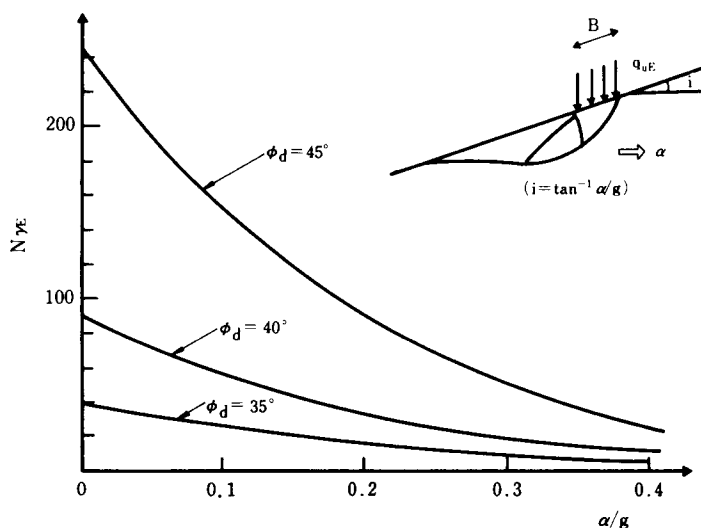


図 3・13 震度法による支持力係数

表 3・2 地震時支持力係数

($\alpha_{cr} = 200 \text{ gals}$)

ϕ_d	35°	40°	45°
$N\gamma$	39	92	240
$N\gamma_E$	20	46	128
$N\gamma_E/N\gamma$	0.51	0.50	0.53

は $\alpha = 0.6 \alpha_{max}$ を用いてよいとの考えがある。(i)については、ここで交流理論における実効値に相当した加速度で慣性力を評価すると仮定しよう。すなわち $\alpha = (1/\sqrt{2}) \alpha_{max} \doteq 0.7 \alpha_{max}$ と考える。先に述べた振動実験では正弦状加振をするのだから $\alpha_{cr} = \alpha_{max} = 200$ ガルは実効加速度 $\alpha \doteq 140$ ガルに相当し、 k は 0.14 増すことになる。

図 3・12 から $N\gamma$ 、 $N\gamma_E$ を読みとると表 3・2 のようになる。この表から正弦加速度の実効値を考え震度法を適用すると $\alpha_{cr} = 200$ に対し動的 support force coefficient が静的のもののはぼ $1/2$ となることがわかり、図 3・11 にみられる実験結果ともほぼ一致する。

地震時のタンク側板の沈下の増し分 ($\delta \bar{S}_{PE}$) を 3- (2) 式によって評価してみる。このため 3- (2) 式を

$$S = \frac{p F_s}{K(F_s - 1)} \quad (F_s = \frac{q_u}{p}) \quad 3-④$$

と書き直し、地震時には p 、 q_u が変化することを考慮して、 K は地震時でも変わらないとして微分すれば、

$$\delta \bar{S}_{PE} = \frac{\delta p \cdot F_s^2}{K(F_s - 1)^2} - \frac{\delta q_u}{K(F_s - 1)^2} \quad 3-⑤$$

となる。ここで $\delta q_u < 0$ であること、また F_s は静的支持力に関する安全率である点に注意されたい。ここで δp を内容液に働く水平慣性力モーメントに抵抗する地盤反力の抵抗モーメントから計算するとすれば、

$$\delta p = 4 r_0 h^2 / D = 4 r^2 / r_0 D \quad (r_0 \text{ は油の単位体積重量})$$

となる。今回の地震で最大加速度は 200 ～ 300 ガルであったが地震波の不規則性を考えると震度法に用いる加速度は 150 ガル程度とみてよいだろう。このとき先きに述べたことから、 $|\delta q_u| \div q_u / 2$ と見込まれる。これらを総合すると(5)式は、

$$\delta \bar{S}_{PE} = \frac{1}{K(F_s - 1)^2} \left(\frac{4 q_u^2}{r_0 D} + \frac{q_u}{2} \right) \quad 3-⑥$$

と書き代えられる。

$F_s = q_u / p$ において $p = r_0 h$ ($r_0 = 1 \text{ t/m}^3$)、 $q_u = 30 \text{ t/m}^2$ として図 3・7 をプロットし直したものが図 3・14 である。図には $K = 8 \text{ kg/cm}^2$ (表 3・1) とした場合、3-⑥式で計算した。 $\delta \bar{S}_{PE}$ の値も実験で示してある。タンクの直径の大きいものは比較的合っているが、全体として実測値の方が大きく、その傾向は小直径のタンク程著しい。理由として地震時の全体的ゆり込みがあったこと、小直径タンクで衝撃作用が強かったことなどが考えられる。図 3・14 から $\delta \bar{S}_{PE}$ の値を低く抑えるためには静的支持力安全率を少なくとも 2 以上、できれば 3 以上にとっておくことが必要となる。これは沈下の立場からの結論であるが、支持力の面からみても同様なことがいえる。

前述のように地震時には支持力が半分程度に落ちるから、動的载荷を考えたときの支持力の安全率は 2 以上としなければならない。

以上が、土質工学的立場から盛砂基礎の実例を中心に解析、研究したものである。

特に、地震時に、タンク側板付近の盛砂基礎の変形すなわち、沈下量が大きく、支持力の面でも、極く局部的ではあるが、せん断破壊が生ずることが明らかになった。ただし、この

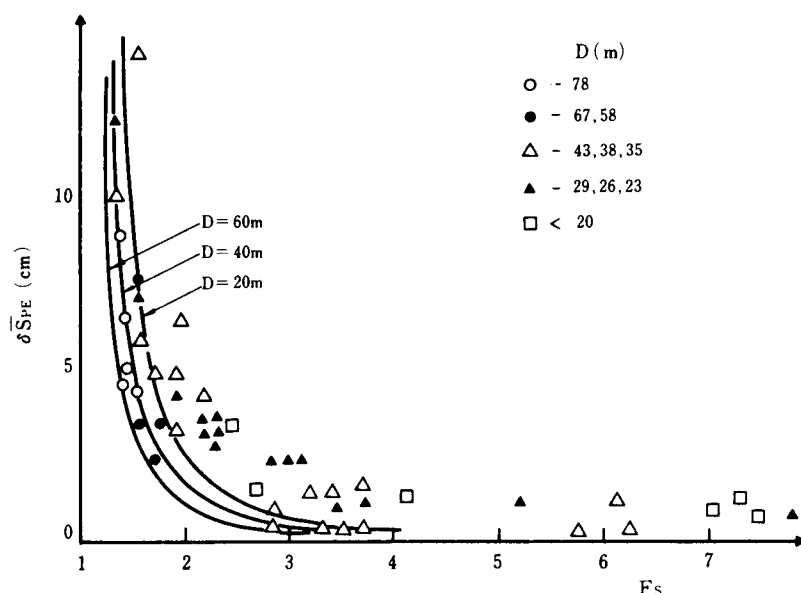


図 3・14 $\delta \bar{S}_{PE}$ の予測と実測

ような局所的な沈下，支持力不足は，上載構造物であるタンクに対し，その基礎の機能として，果して，是なのか，否なのかを次章で論ずるものである。

土質工学の立場から，考えるとタンク側板下には，砕石リング等を用いて，せん断抵抗を増加することが耐震性の向上に役立つものと考えられる。盛砂基礎の高さはできるだけ低くし，犬走りの部分の勾配も排水上必要な最小値に抑えることが望ましい。

結 語

本章では，鋼製円筒型石油タンクの盛砂基礎の役割と機能について，工学的立場から論ずるとともに，地震時における盛砂基礎の挙動を，実例を中心に，振動台実験で補足し，土質工学的立場から，解析，研究を行いそのあるべき方向を明らかにしたものである。

盛砂基礎は，直接，上載する鋼製円筒型石油タンクの不等沈下に対して，大きな影響を与えることが，明らかになった。タンク側板付近の盛砂基礎は，載荷面と無載荷面との境界部にあたり，その挙動には，中心に比べて，条件がきびしいことが明らかになった。

特に，地震時における挙動に対しては，タンク本体の挙動とあいまって，みるべき研究ができたと考えている。タンクの直径の大なるものの方が沈下が少く，小なるものの方が沈下が比較的大きいという事実は，興味深いものであり，これは，タンク本体の構造的特性におうところが大きであろうと著者は考えている。本章の結論を要約するとつぎのとおりである。

(1) 盛砂基礎からなるタンクパッドの周辺部の支持力が中心に比べて小さく，変形抵抗も小さい。一方，地震時には周辺部で付加的な載荷圧が作用するから盛砂のせん断がすすみ，沈下も急激に増えるおそれがある。

(2) 上述の被害を阻止するためには，基礎の剛性のある程度確保すると同時に，タンクパッドの高さを極力低くおさえ，同時に犬走り幅にもできるだけ余裕を持たせる必要がある。

(3) 地震時の増大沈下を予測する式を導いたが，その精度は比較的良い。また，地震時にタンクパッドが破壊したり過大な沈下を生じさせないためには，側板部下とその付近に関する常時の支持力安全率を，土質工学的にみると，少なくとも2，できれば3程度とることが望ましい。

参考文献

- (1) 山口柏樹, 岡林郁夫, 小田隆生: 石油タンク基礎の耐震性に関する考察, Reproduced from Technical Report No.26 Depdrtment of Civil Engineering Tokyo Institute of Technology 1980 年 6 月
- (2) Dimtri P. Krynine: Soil Mechanics (It's Principles and Structural Applications) p 352 ~ 354 Mcgraw-Hill Book Company Inc. Newyork and London 1941.
- (3) G.P. チェボタリオフ (石井晴丸訳): チェボタリオフの土質工学 (下巻) p. 70 ~ 72. 1964 年 技術室
- (4) A. P. I. : A. P. I. Standard 650 Appendix B
- (5) 末原忠司: 新体系土木工学95貯蔵タンク・サイロ, p. 19~25, 1980 年 5 月 土木工学会編, 技報堂
- (6) 日下部治, 山口柏樹: タンクパッドの支持力に関する 2, 3 の計算
土質工学会研究発表会 p. 651, 1977 年
- (7) 消防庁危険物技術規準委員会: 東北石油仙台製油所石油タンク破損事故調査報告書, 1979 年

第4章 鋼製円筒型石油タンクと、その基礎との関連性に関する研究

序 言

第2章、第3章とタンク基礎に関する研究について論じたが、本章では、上載構造物である石油タンクとその基礎との関連性に関する研究を論ずるものである。一般に、石油タンクの漏洩事故が起こると、基礎の不等沈下がその原因であるかのように言われることがあるが、果して、基礎の不等沈下と石油タンク本体とはどのような関連性があるのだろうか。

一般に基礎の不等沈下といわれているものは本当に基礎の不等沈下なのであるか。

このような鋼製円筒型石油タンクとその基礎のかかわりあいについて、沈下と不等沈下を中心に研究、考察を行ったものである。

沈下、不等沈下が起るとしたら、どのような原因によるものであろうか。従来、鋼製円筒型石油タンクは可撓性に富んだ柔軟な構造物であるので沈下に対しては、許容度合の高い構造物であるとされてきたのである。むしろ沈下を許容するところに、この構造物の特徴があるといえる。欧米では、軟弱地盤上に鋼製円筒型石油タンクを建設する場合、このタンクを、土質工学的には、Pre-Loadの容器として、地盤が安定するまで、貯蔵する石油の量を制限して、地盤の圧密促進用の荷重として何年もかけて、徐々に貯蔵量を増加して行く方法が採用された例もある。またオランダでは、数十年間で合計7 mも沈下した石油タンクがある。この石油タンクは、使用中に1 m程度沈下して、石油タンクの底部が地盤面よりも低くなるごとにジャッキアップをして修正して使用したとのことである。この繰り返しを7回行ったので、多分7 mは沈下したであろうということである。以上のように過去の実例は鋼製円筒型石油タンクは沈下に対しては、非常に寛大な構造物であることを示している。テルツアギーは1933年のA S C E の論文の中で、鋼製円筒型タンクの基礎は鉄筋コンクリートのような剛性のある基礎よりも、土の上にアスファルトのようなものを敷くだけの基礎の方が好ましいと論じている。その理由は、鋼製円筒型タンクは円形载荷であるために、タンクの中心部が側板部よりも多く沈下をする。

この時の底板の変形量は大きな曲率半径を有するから、ゆるやかな変形となりタンク底板に悪影響をおよぼさないという理由からである。当時の石油タンクは小型であり、その継手は、リベット継手であったはずである。

現在の石油タンクに比して剛性が極めて高かったことは容易に推測できる。にもかかわらず当時でも、他の構造物に比して柔軟な構造物であったことは以上の考え方から明らかである。

鋼製円筒型石油タンクの側板上の不等沈下は、浮屋根式タンクの場合は、その浮屋根の昇降に支障を起すこと、浮屋根と側板との間のシール機能に支障を起すことから、以前から問題とされてきた。ただし、これは浮屋根式タンクの機能に関する問題であって、構造的にはほとんど、沈下や不等沈下がとりあげられることがなかった。その理由の主なものは石油タンクの底板は漏洩防止の単なる膜であり、その膜に働く荷重はすべて基礎で支持するという考え方があったからである。

近年になって、1957年ごろから 50,000 KL 以上の大型石油タンクが建設されはじめ、鋼材として、60 kg/mm²級の高張力鋼が一般に採用されはじめたのは、1959年ごろからである。それにとまって、最近、鋼製円筒型石油タンクの構造解析技術が発達し、側板とアニュラッププレートとの接合部およびウインドガーダー取付け部などにおける応力解析が行われるようになった。その結果、側板とアニュラッププレートとの接合部付近のアニュラッププレートに局部的に高い応力が発生する可能性があることが明らかになった。これにとまって沈下や不等沈下の影響が、構造的な面から石油タンクにどのように作用するかの研究が行われたのである。本章ではその研究の成果をふまえて、鋼製円筒型石油タンクとその基礎の関連性について論ずるものである。

4・1 タンクの沈下ならびに不等沈下と基礎との関連性についての研究

石油タンク基礎を構成する要素として、地表面以下の基礎地盤と地表面以上の盛砂基礎とがある。まず最初に、石油タンクに沈下ならびに不等沈下を生じせしめる要素を考察するとつぎのようなものが考えられる。

(1) 基礎地盤に起因する石油タンクを沈下せしめる要素。

(a) 基礎地盤が粘性土層で構成されていて、しかも上載荷重である石油タンク荷重に対して、過圧密の状態でないかぎり、石油タンク建設後、圧密沈下 (Consolidation settlement) が生ずるのである。この沈下の特性は層厚の二乗に比例した圧密所要時間を必要とするので、比較的長い時間を要するものである。

(b) 基礎地盤が、ゆるい砂質土層で構成されている場合で、上載荷重に対して十分な締め固め度合を有していない時には、上載荷重によりその荷重応力度に応じた接触沈下 (Contact Settlement) を生ずる。この沈下の特徴は荷重に比例して、しかも短時間に生ずることである。

(c) 基礎地盤が粘性土層と、ゆるい砂質土層の互層から構成されている場合には、圧

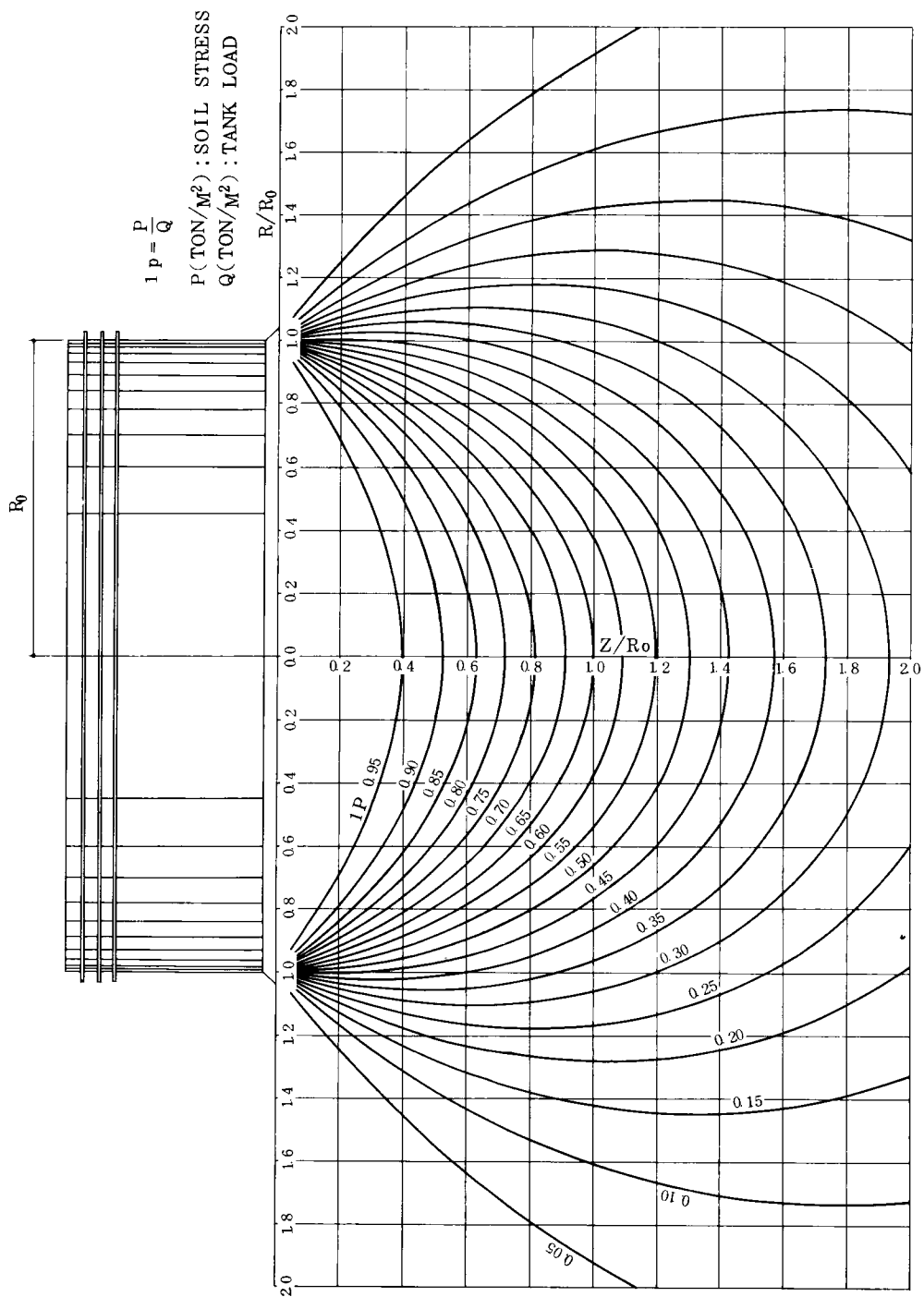


图 4 · 1 地中応力伝播図

密沈下（Consolidation Settlement）と接触沈下（Contact Settlement）の双方が生じるのでその沈下特性が複雑となり、時間的にも差が生ずるのでより注意が必要である。

一方、載荷重である石油タンクの形状が円形であるために、石油タンク荷重が基礎地盤に伝達されるメカニズムは図4・1のように、タンク中心部が大きくタンク側板部が小さい。

もし、被圧密層、もしくは沈下を生ずる層の厚さが均一としても、基礎地盤に作用するタンク荷重の応力度が異なるために、タンク中心部の沈下が大きく、タンク側板部の沈下が少ないのである。

(2) 盛砂基礎部に起因する石油タンクを沈下せしめる要素。

(a) 盛砂基礎部の全体にわたり締め固めが不十分な場合、載荷重により接触沈下を生ずる。

(b) 石油タンク本体の建設時、もしくは石油タンク操業時に、内容物が空になった時点で、タンク側板部直下のみが、タンク側板の重量を支持することになり、局部的に大きな荷重を受けて沈下を生ずることがある。

(c) 地震時、タンク側板部に鉛直力の増加を生じて、タンク側板部直下に沈下が生ずることがある。

(d) 地震時に、タンク側板部付近が持ち上り、つぎの瞬間に、衝撃的にタンク側板直下の盛砂を打撃して、局部的に盛砂の変形、変位が生じて、沈下が生ずることがある。

以上のような理由により、石油タンクに沈下が生ずるのである。これらの現象は経験的にも、多くの例で実証されている。

さらにこのような基礎の沈下が石油タンク本体に対してどのような問題となるであろうか、第1章で論じたごとく、鋼製円筒型石油タンクは非常に可撓性に富んだ柔軟な構造物であるために均等な沈下であれば、ほとんど問題がないのである。

一方、不等沈下が生ずる場合の原因を考察するとつぎのようなものが考えられる。

(3) 不等沈下が生ずる原因

一般的には、第3章で論じたごとく、基礎地盤に対して、沈下が生ずることが予想される場合には地盤改良を施工した後に盛砂基礎を施工し、石油タンクを建設するので石油タンク建設後の不等沈下は盛砂基礎部に起因することが多いのである。しかし本項では予想される不等沈下の原因すべてについて論ずるものとする。

(a) 前述のごとく、タンク中心部とタンク側板部との沈下は、被圧密層の厚さが均一であっても、荷重が基礎地盤に分散、吸収される応力度の伝達が異なるために沈下量の差が生じて不等沈下となる。

(b) 被圧密層ならびに沈下を生ずる層の層厚が異なる場合に不等沈下が生ずる。

(c) 盛砂基礎部の支持力が不均一な場合に不等沈下が生ずる。

(d) 盛砂基礎の盛砂の物理的あるいは、力学的条件が不均一な場合に不等沈下が生ずる。例えば、石油タンクが漏洩を生じて盛砂の含水率（含油率）が局部的に異なる部分が生じると不等沈下が生ずるのである。

以上が石油タンクに沈下ならびに不等沈下を生じせしめる基礎地盤と盛砂基礎からの要素である。ここで注意しなければならないことは石油タンクの沈下あるいは不等沈下はどのようにして計測するかを確認しておかねばならない。石油タンクは突合せ溶接で接合されたアニュラープレートの上に側板を組立てアニュラープレートと側板の最下端をすみ肉溶接で接合して建設するものである。

石油タンクの沈下測定は、タンク側板の最下段に沈下測定用のピースを取り付けて、そこへスタッフを立てて、水準測量を行うことが一般的である（図4・2参照）。

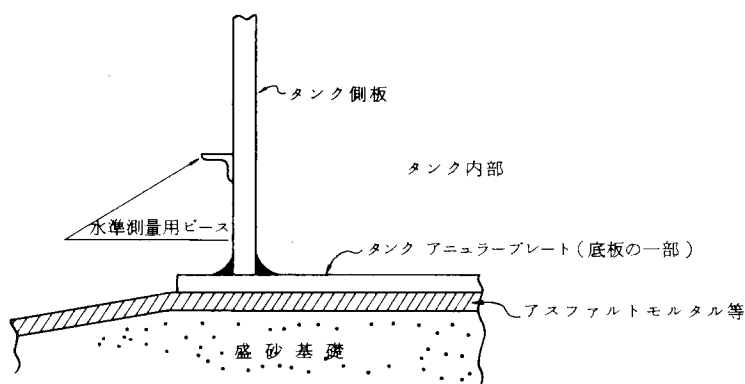


図4・2 タンク沈下測定測点取り付け図

このことから明らかなように、タンク側板は溶接接合されたアニュラープレートの上にあるので、この水準測量はアニュラープレートの溶接歪等のタンク本体の変形量を加算されたものを計測していることになるのである。

大量の沈下の場合には、ほとんどが基礎に起因する沈下であるので、このタンクの変位は無視しても問題のない性質のものである。

しかし局部的に少量の沈下が問題となる場合には決して無視できないことを理解しておかなければならない。さらに大切なことは、石油タンクの底板の形状とタンク盛砂基礎の表面形状とが異なっていて、その各々の形状が独立しているということである。一般には石油タンクの底板は薄い鋼板からできているので、その底板は盛砂基礎の表面に密着しているものだと考えられていることが多い。しかし石油タンクを建設する時に、盛砂基礎の表面にタンク

の底板となる鋼板を敷きならべて、溶接を行うために、これに溶接歪が生じて、図4・3②に示すような状態になるのである。

タンク水張りテスト時にその水荷重を受けて、タンク底板が盛砂基礎表面になじんで密着していくのである（図4・3③参照）。

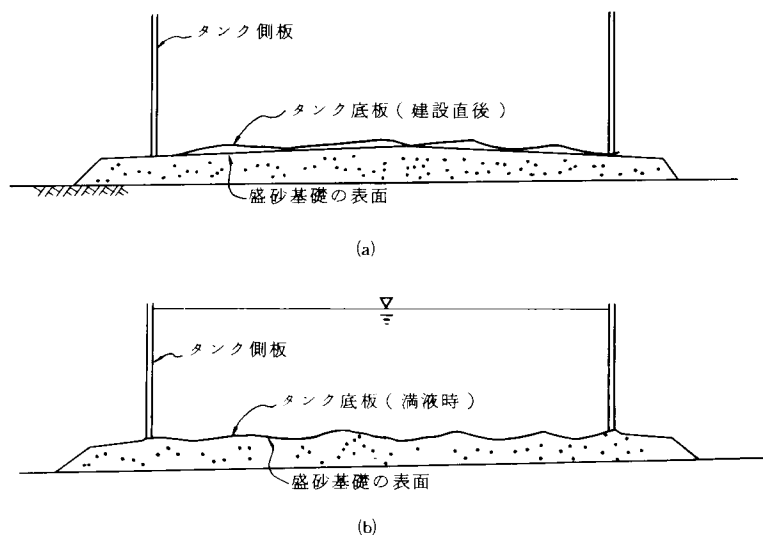


図4・3 タンク底板と盛砂基礎の表面形状

ただし、施工時に溶接歪の多いタンクにおいては、満液時でもタンク底板が部分的に、盛砂基礎の表面に密着しないことが生ずるのである。さらに、内容液を空にしたり、内容液の量が減って荷重が小さくなると、部分的にタンク底板が浮き上り、盛砂基礎の表面から離れて、密着しなくなるのである。著者が石油タンクを解体した50,000KLタンクの例では、タンク空液時には、タンク底板が盛砂基礎表面に密着していたと推定される面積は全面積の約 $\frac{1}{3}$ 、タンク満液時でもタンク底板の約 $\frac{2}{3}$ が盛砂基礎の表面に密着していて、残りの約 $\frac{1}{3}$ は浮いていたと推定されるものがあった。

著者がここで強調して論じたいことは、石油タンクの底板は膜構造であって、内容液の荷重は全て、直接的に基礎にて受けるとされているが、現実には部分的にはタンク底板がブリッジ状になって、応力が生じているということである。さらに、タンク底板の変形はすべて、基礎の不等沈下に起因しているというような考え方の誤りを指摘したいのである。

他の要素を別とすれば、タンクの底板は盛砂基礎の表面になじみやすくするには、より変形しやすい薄い鋼板の方がよいのである。

4・2 不等沈下がタンクにおよぼす影響についての研究

前節において、沈下ならびに不等沈下の種類と、その原因について論じたが、本節では不等沈下が上載構造物である石油タンク本体にどのような影響を与えるかを具体的に論ずるものである。不等沈下の種類をあらためて整理すると、タンク中心部とタンク側板部における沈下量の差から生ずる不等沈下と、タンク側板部における不等沈下の二種類に分類することができる。

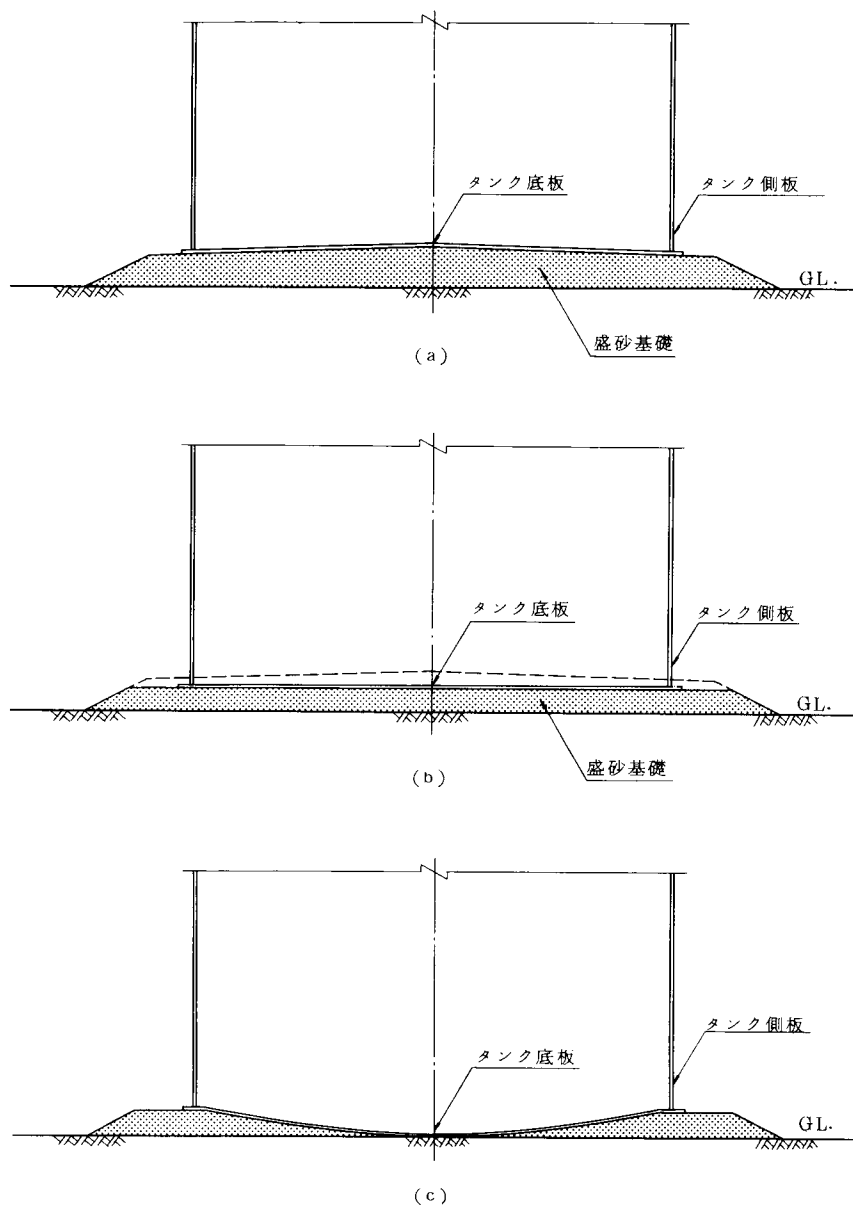


図4・4 タンク基礎の沈下断面図

(1) タンク中心部とタンク側板部における沈下量の差から生ずる不等沈下

この種類の不等沈下は一般的に、タンク本体の構造に悪影響をおよぼすことの少ない不等沈下である。その理由は、タンクの中心部とタンク側板との距離の間（タンク半径）で生ずる勾配がゆるやかであるためである。ゆえにタンク底板は比較的大きな曲率で、変形をしていくのでその可撓性からみてほとんど問題がないのである。ただし、以下述べるような形状で、その沈下量が十分に大きいと予想される場合には十分な注意が必要である。

図4・4はタンクと基礎の断面図を示すものである。㊸はタンク建設直後の状態を示すものである。もちろんこの図はタンク底板の溶接歪を生じてない理想的なものである。㊹はタンクの水張時、または操業を開始してからある程度の時間（日数、年数）を経た後の形状を示すものである。これは前述のごとく、タンクが円形载荷重であるために、タンク中心部の沈下がタンク側板部に比して大きいからである。この時、問題となるのは、㊸の状態から㊹の形状へとタンク底板が変形していく過程において㊺の状態になることである。㊺の状態になった時タンク底板の面積が最小となり、底板が圧縮力を受けることになるので底板にシワが寄ったり、溶接部にクラックを生ずるおそれがある。このようにタンク中心部とタンク側板部に大きな不等沈下が予想される地盤においては、タンク建設以前に地盤改良工法等の手段で、ある程度の沈下量を除去しておかなければならない。その程度は、このタンクのように中心部を高くする形状のものでは、タンク底板の勾配は操業時で約 $1/120$ 程度保つことを要求されることが多いので、タンク操業開始後最終的に $1/120$ の勾配でおさまるような不等沈下量まで、事前に沈下量を除去することを考慮しなければならない。いいかえると図4・4で勾配は多少変形するとしても最終的にも㊸の状態を保つ程度の不等沈下量にしておかなければならない。ただし、図4・4の㊸、㊺、㊹の形状変化があったとしても必ずしもタンク底板にシワが寄ったり、溶接部にクラックが生じたりするものではない。

その理由は、タンク底板が局部的に変形して、㊸、㊺、㊹の変形に対して追従することがあるからである。基本的には㊺の状態を生ずるような不等沈下は好ましくないものであるからこのような状態を生じさせないような考慮が必要である。一方、タンクによっては中心部を最初から低くするようなタンクもある。このようなタンクにおいては、タンク中心部と側板部の不等沈下量が相当大きくなっても構造上ほとんど問題がない。ただしそれも程度の問題で、事前に十分な不等沈下量の検討をする必要はあるのである。

タンクの水張前後のタンク底板形状を実測した一例を示す。図4・5はタンク底板の形状を示す二断面である。●印はその測定点を示すものである。この二断面について、タンク水張り前後の形状を実測して、その記録に基づいて近似計算をした結果が表4・1に示すものである。この近似計算から明らかなように、この不等沈下で生じたタンク底板の伸び率は

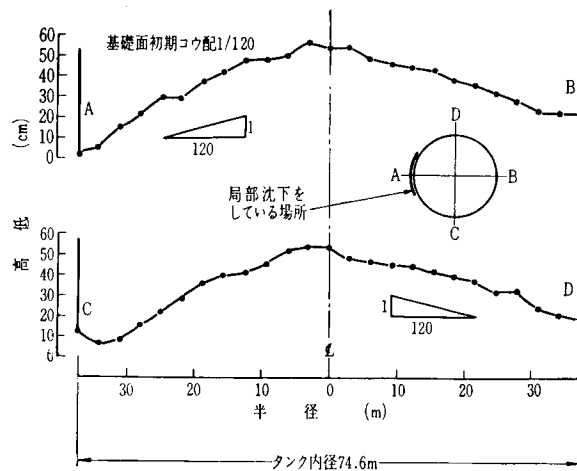


図 4・5 タンク底板部の形状

表 4・1

タンク直径 (m)	初期コウ配	展 開 長 (mm)		伸 び 率 (%)
		初 期	水 張 後	
D	S	d_t^*	d_w^{**}	$100 (d_w - d_t) / d_t$
74,600	1/120	74,602.6	74,608.1 74,607.9	0.008 0.009

注) $*d_t = D / \cos (\tan^{-1} S)$, $**d_w = D + \sum_{i=1}^n (Z_i^2 / 2x_i)$

ここで z_i , x_i は隣接する測定点間のそれぞれ垂直距離および水平距離,
 n は測点間の数

0.008%～0.009%程度であり、この計算結果に底板の溶接歪の影響を加えても、底板の伸びによる破断は考えがたい。ただしこれはタンク底板が全体的に一樣に伸びたとしての仮定がある。以上のようにタンクの中心部とタンク側板部の不等沈下は前述のようなことに注意すれば、タンク底板部を構造的に破壊に導く、直接的原因にはならないと考えられる。

(2) タンク側板部の不等沈下 (タンク円周部)

タンク円周部の不等沈下と一口にいても種々の不等沈下があるので、それを解析上、簡素化し、整理すると、図4・6 不等沈下の形態に示すように、分類することができる。

タイプⅠ：同一方向に一樣に傾斜する不等沈下。

タイプⅡ：対称点が高くその直角方向の対称点が低いような不等沈下。

タイプⅢ：高い点、低い点が交互にでてくるような不等沈下。

これらの不等沈下のタイプⅠ、Ⅱ、Ⅲをタンク円周上の高低の展開図で示すと、タイプⅠは $\cos \varphi$ 、タイプⅡは $\cos 2\varphi$ 、タイプⅢは $\cos 3\varphi$ の曲線で示すことができる (図4・6 参照)。

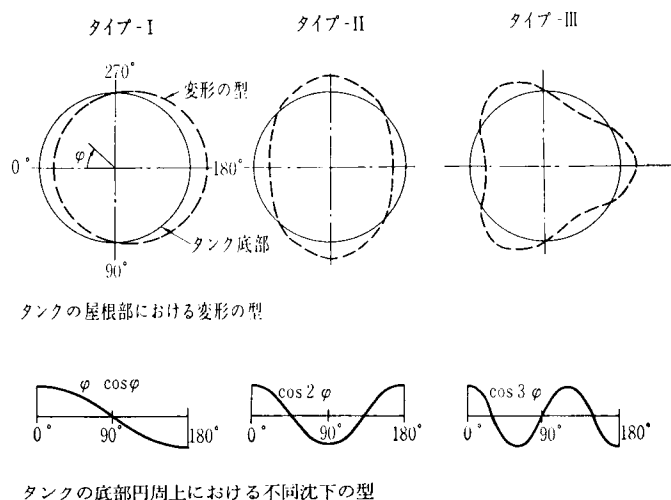


図 4 ・ 6 不等沈下の形態

このようなタンク円周上の不等沈下がタンク本体にどのような影響を与えるかを実測した記録が図 4 ・ 7 タンク円周上の不等沈下とタンク側板のたおれの関係である。図 4 ・ 7 (a) はタイプ I の不等沈下の実例。(b) はタイプ II の不等沈下の実例。(c) はタイプ III の不等沈下の実例を示すものである。これらの実例で明らかなように、タンク円周方向の不等沈下で低い部分のタンク側板は外側へたおれる傾向にある。一方高い部分のタンク側板はタンク内側へたおれる傾向を示すことである。

以上のようにタンク円周上の不等沈下はタンク本体の側板をたおれさせることが定性的に明らかになり、かつ、定量的にもある程度ははっきりしてきたのである。タンク側板が内外にたおれると、浮屋根式タンクの場合には、その浮屋根の昇降に障害を生じたり、浮屋根とタンク側板とをシールするシール機構との間に隙間ができたり、せったりする障害がおこるおそれがある。図 4 ・ 8 は浮屋根のシール機構の一例を示すものである。

一方このような不等沈下が生ずる原因を土質工学的な面からみるとつぎのように分類することができる。

タイプ I のような不等沈下を生じせしめる地盤は図 4 ・ 9 に示すような地盤である。

タイプ II のような不等沈下を生じせしめる地盤は図 4 ・ 10 に示すような地盤である。

タイプ III のような不等沈下を生じせしめる地盤は図 4 ・ 11 に示すような地盤である。このタイプの不等沈下は図 4 ・ 12 に示すように盛砂基礎部の締め固め不均一から起るのである。

タイプ III の不等沈下の種類の特殊な例として、比較的浅い基礎地盤に部分的に被圧密層や軟弱層が存在する場合には局部的な不等沈下が生ずるのである (図 4 ・ 13 参照)。これは前述のごとく盛砂基礎の局部的締め固め不十分な場合も同様である。

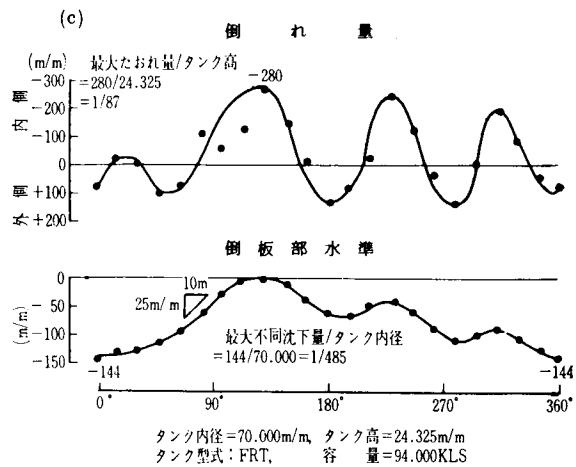
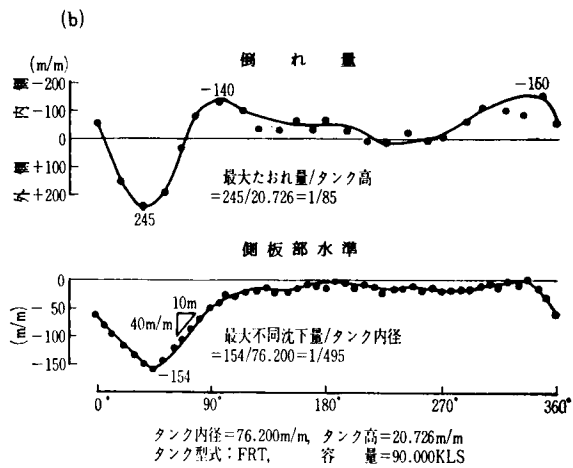
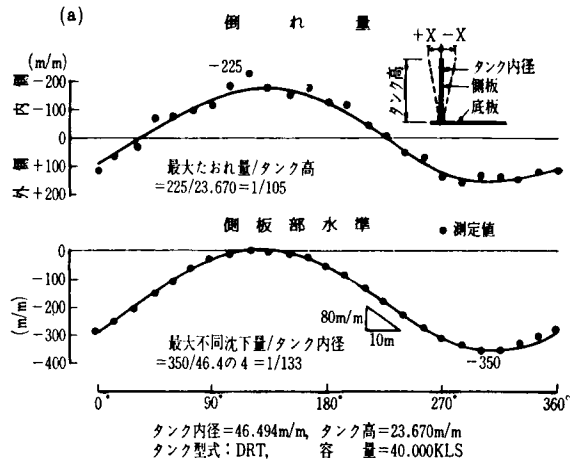


図4・7 不等沈下形態別によるタンク側板のたおれとその Level

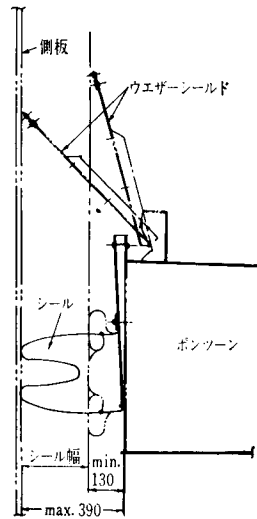


図 4・8 シール機構の一例

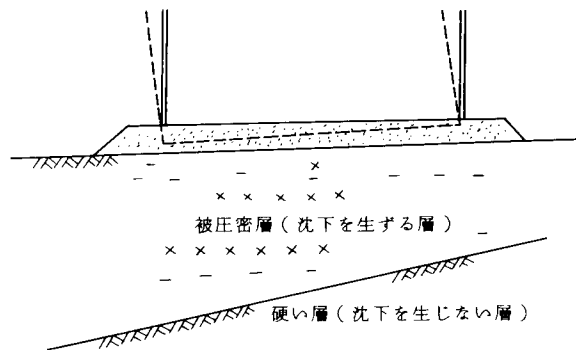


図 4・9 同一方向に一樣に傾斜する地盤タイプ I

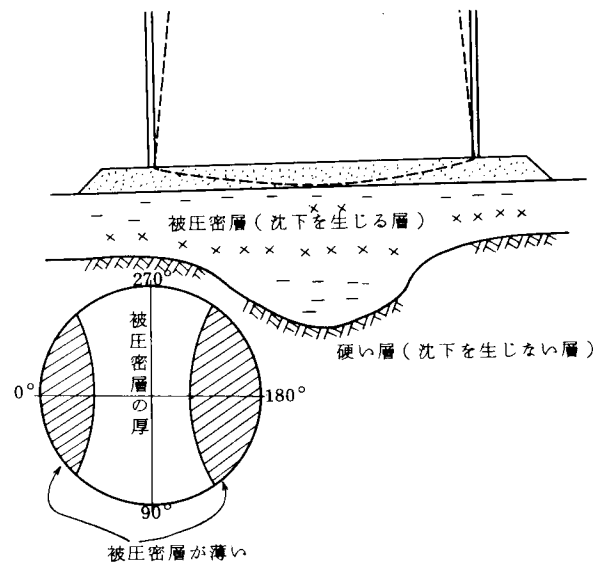


図 4・10 沈下の大小が交互に一つずつある地盤タイプ II

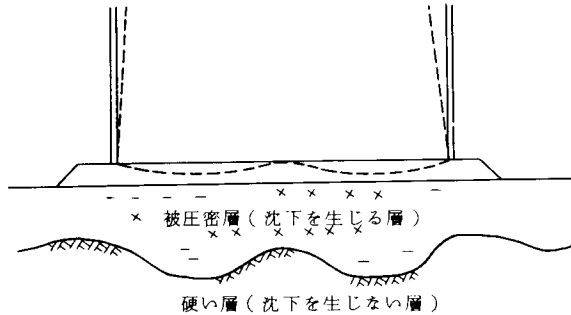


図4・11 硬い地盤の深度が不規則な地盤タイプⅢ(その1)

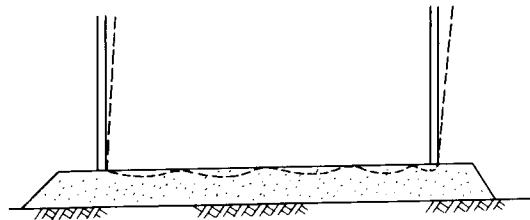


図4・12 盛砂基礎の締め固め度合が均一の場合タイプⅢ(その2)

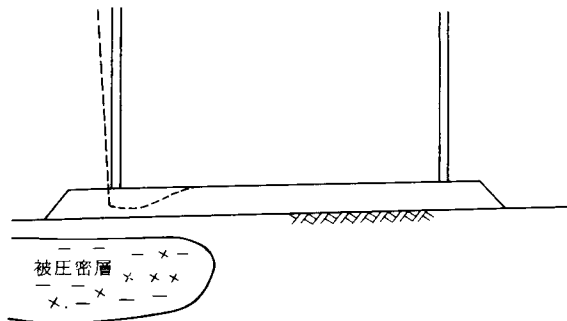


図4・13 局部的に沈下が生ずる地盤

さらに構造解析上、不等沈下とタンク本体との関連性をみると、概略を前述したごとく従来不等沈下はタンクの機能上において問題とされてきた。しかし石油タンクの大型化にともないタンク側板とアニュラープレートとの接合部における構造解析が行われるにいたった。例えば、1968年のA.P.I. Report によれば、ウェルズのアングル湾に建設された 600,000Bbl タンク（約 100,000 KL 直径 290 ft. 高さ 64 ft）の側板とアニュラープレートとの接合部での応力解析結果および応力測定結果は、図4・14に示すとおりであり、アニュラープレートには降伏点に達するような応力が発生すると報告されている。我国においてもこの種の解析や実測が行われ、図4・15(A点)に示すタンク側板とアニュラープレートの溶接接合部の溶接止端部に局部的に高い応力が発生することが確認されて、以後溶接の形状や構造解析研究が盛んになり現在に到っている。

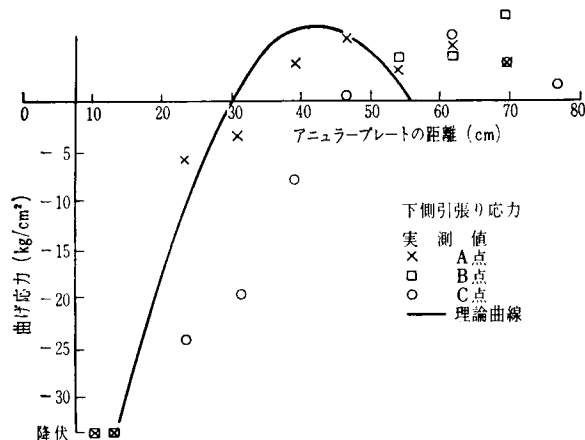


図4・14 600,000Bbl（約100,000KL）タンクにおける実測値
アニュラープレートの半径方向曲げ応力(水面高18.9m)

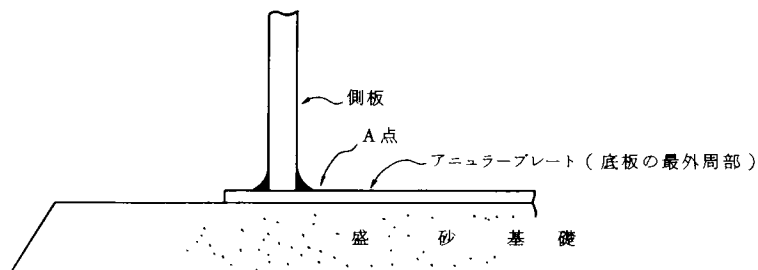


図4・15 タンク側板とアニュラープレートの溶接継手部

著者等はこのタンク側板とアニュラープレートとの接合部に高い応力が生ずることから、この部分に不等沈下が生じた場合、応力にどのような変化が生ずるかということをも、基礎をとり扱う立場から研究を行ったのである。その結果、前述のごとく、タンク円周上の不等沈下を、タイプⅠ $\cos \varphi$ 、タイプⅡ $\cos 2\varphi$ 、タイプⅢ $\cos 3\varphi$ のようにパターン化をして解析を行い不等沈下によるアニュラープレートに生ずる最大曲げ応力とタンク円周上の不等沈下の最大勾配との関係を理論づけたのである。図4・16は、タンク円周上の実測沈下曲線をフーリエ解析して求められた不等沈下と曲げ応力との関係である。縦軸はタンク側板とアニュラープレートとの接合部付近のアニュラープレートに生ずる曲げ応力であり、横軸はタンク円周上の不等沈下曲線の勾配の逆数である。さらに実測値をタイプ別にプロットしたものである。ここでこの図4・15を使って、前に示した図4・7の実測値をあてはめてみると図4・7(a)の同様傾斜であるタイプⅠの曲線で円周上沈下差の勾配の最も大きい所は10mにつき80mmであるので $1/125$ の勾配となり図4・15から $2\text{ kg/mm}^2 \sim 6\text{ kg/mm}^2$ 程度の応力が生じることが推定される。(b)、(c)についても同様に図4・15から応力を推定するとそれぞれ、 $1\text{ kg/mm}^2 \sim 4\text{ kg/mm}^2$ および 9 kg/mm^2 程度の応力が発生することが推定される。以上の結果からタンク円周

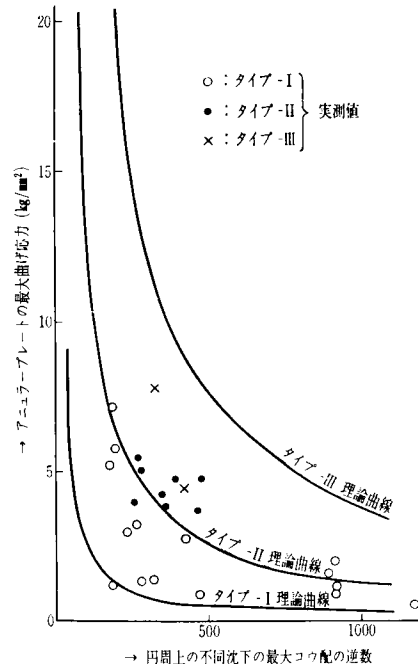


図 4・16 不同沈下形態別によるアニュラープレート
A点における最大曲げ応力

部の不等沈下は、タンク側板とアニュラープレートとの接合部のアニュラープレートにある程度の曲げ応力を発生させることが推定される。

しかもその不等沈下のタイプによって、その応力の大きさが異なることも十分に推定できる。

不等沈下が鋼製円筒型石油タンクにおよぼす構造解析的な面からの影響はその不等沈下の種類とその沈下展開曲線の曲率が大きな要素を持つことが明らかになった。しかし 60kg/mm^2 級高張力鋼は JIS G 3115 (1968年) Spv 50 にも規格されているとおり、降伏点 50kg/mm^2 引張り強さ $62\sim 75\text{kg/mm}^2$ である。一般によく使用されている JIS G (1970 年) SS 41 は降伏点 24kg/mm^2 (板厚 $16\sim 40\text{mm}$) 引張り強さ $41\sim 52\text{kg/mm}^2$ であるから JIS 8501 (案) のように降伏点ベースで許容応力をきめる場合の必要板厚は 60kg/mm^2 級高張力鋼を使用すると SS 41 の約半分の板厚となって、その経済性はいうまでもない。溶接の面からみてもあまり板厚が厚くなると色々な問題があるので大型鋼製円筒型石油タンクの側板の大部分とアニュラープレートは 60kg/mm^2 級高張力鋼が使用されているのが現状である。

そこであらためて不等沈下と鋼製円筒型石油タンクの弱点とされている側板とアニュラープレートとの接合部付近の応力との関係を考えてみると不等沈下による応力増加は大きくても 10kg/mm^2 程度であり降伏点 50kg/mm^2 に対して 20% の増加にしかない。図 4・14 の曲げ応力から考えると、不等沈下が直接タンクアニュラー部の破損を起す原因とは考えられないのである。

一方、別な角度からみると大型タンクにおいては不等沈下が起らない状態でもアニュラープレートと側板との接合部付近のアニュラープレートには降伏点に近く、場合によっては、降伏点を越える応力が発生しているので、不等沈下により応力が少しでも増加することは問題がある。しかし応力が降伏点を越えたからといって直ちに破壊する性質のものでないことから考察してやはり不等沈下が直ちに鋼製円筒型石油タンクの破壊の主原因と考えることは早計であると思われる。

著者はここでタンクの不等沈下を正当化する意志は毛頭ないのは勿論であるが、不等沈下が起きないにこしたことはないがそれだけで問題は解決しないと考えている。

このような増加応力を生ずる原因には、タンク本体自身の溶接歪等の要素もあることを十分に考慮しておかなければならないのである。基礎の不等沈下ばかりに注目して、その対策のみを考えた工学的立場で判断を下すと、非常に不経済な非合理的な鋼製円筒型石油タンクの基礎を造ることになるのである。

以上が鋼製円筒型石油タンクと不等沈下の関連性について、研究、解析を行い実測値をもって、その正当性をうらずけて論じたものである。

4・3 タンクの破壊と基礎との関連性についての研究

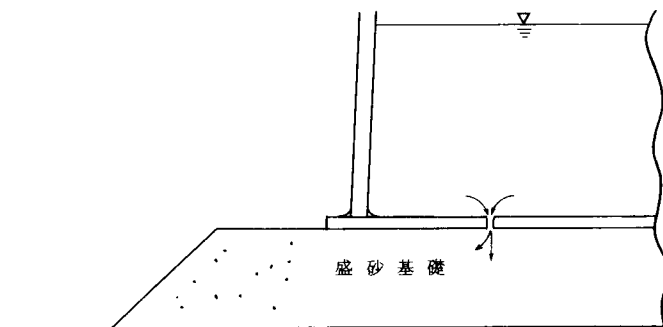
前節において、不等沈下とタンクとの関連性について、主として基礎地盤と盛砂基礎に起因する不等沈下について論じたものであった。本節では、タンクが破壊に到るメカニズムを中心に、基礎との関連性について論ずるものである。

タンクの不等沈下は、基礎地盤や盛砂基礎の条件以外では起らないのであろうか。前に概略的に述べたが、タンクが漏洩を起すと、その部分の盛砂の含水率(含油率)が高くなって局部沈下が生ずる。漏洩の位置が、タンク中心部に近い場合には、その局部沈下を発見することは困難である。勿論、基礎地盤を構造する土質の透水性に大きなかわり合いがある。比較的基礎地盤の浅い所に透水性の悪い層が存在するときには、その層で下への浸透が阻止されてタンクの周囲へ出てくるので漏洩が比較的早期に発見できる。

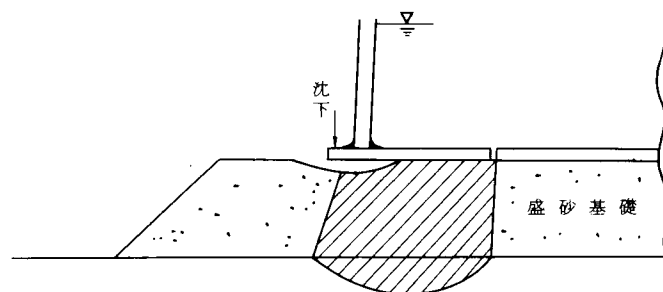
基礎地盤の土質が透水性の良好なもので深い所まで構成されているような場合、何年も発見できないことがある。しかしこのようなタンク中心部での漏洩でタンクが破壊するような事故に直接つながることは少い。

一方、タンクの側板近くで漏洩が生ずると、外部からの計測で、その部分のタンク側板が局部的に沈下するので、計測を充分に行っていれば早期発見は比較的容易にできる。

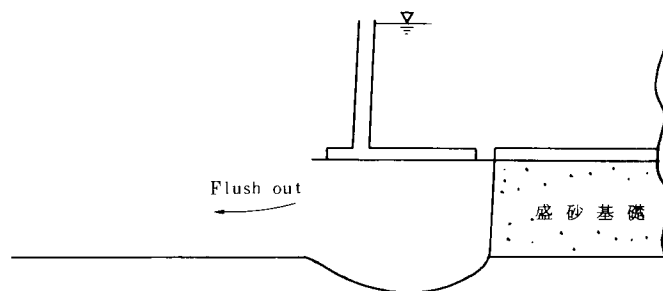
この CASE ではタンク破壊の事故につながる人が多いので注意しなければならない。



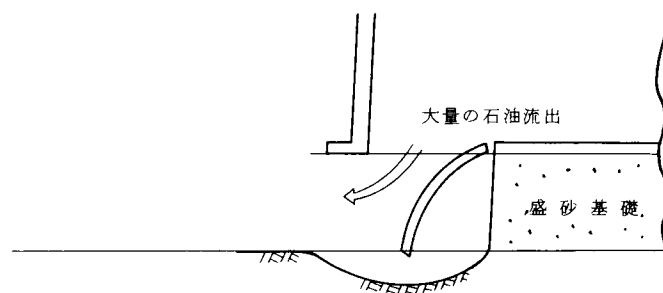
(a)



(b)



(c)



(d)

図4・17 タンク漏洩によるタンク破壊のプロシディア

この場合の局部不等沈下はタンクの漏洩にあるのである。不等沈下の原因は何も基礎にのみあるのではなく、このようにタンク本体に起因することがあるので、充分注意しなければならない。

このような漏洩がタンク破壊をもたらす過程を論ずるとつぎのようなものである。図4・17(a)に示すようにタンク側板に近い所で、漏洩が生ずると、漏洩が進行して、盛砂基礎と基礎地盤の一部が過飽和の状態になり図4・17(b)のようにタンク側板部に近い所で沈下が生じる。つぎの瞬間図4・17(c)のようにその部分の盛砂がフラッシュアウトして流出してしまう。するとその部分の盛砂基礎の支持力は0となり、通常でも応力の高い、タンク側板部とアニュラープレートとの接合部のアニュラープレートが破断して、大きな開口部ができて大量の石油が流出し、基礎部のスコアリングを拡げていくのである。

従来タンク破壊事故の原因は不等沈下にあるとっているのは、このような事故の後に計測すると破壊場所が局部的に下っているからである。これは以上のような理由で当然である。ここで重要なことは、基礎に起因する不等沈下は急速にタンク破壊をまねくような事故に直接つながらないが、タンクの漏洩による不等沈下という時は直ちに、タンク破壊に結びつくことである。ただし、タンク水張時、操業時には、どのような原因で局部的な不等沈下が生じたか初期においては判断ができない場合が多いから、タンク円周方向の局部不等沈下が確認されたら、直ちにタンクを空にして検査を行うべきである。著者はこのようなタンク破壊の調査を自ら2, 3例手がけた経験と外国の報告等からみて、このような原因の事故が最も多いと確信するものである。勿論、地震時の事故例は別である。地震時のタンクの破壊については後で論ずる。つぎにタンクの漏洩について、論ずることにする。

タンクの漏洩の原因ならびに種類はつぎのようなものがある。

- (a) 溶接不良により最初から欠かんがある場合
- (b) 溶接時には完全なものであったが、荷重を受けて、クラックが生じる場合
- (c) 腐蝕により、孔があく場合

漏洩には連続的に漏洩している場合と断続的に漏洩している場合とがある。後者の場合、荷重によって、底板が変形するので、ある荷重の時はクラックが開き漏洩が起り、ある荷重の時はクラックが閉じて漏洩が止まる場合がある。また孔にスラッジや、鉄錆がつまって、漏洩が止まる場合がある。これは底板が変形したり、内容物が対流するためにそれがとり除かれて漏洩が再び始まったりする。

ゆえに、漏洩を早期に発見できるように漏洩探知器の設置等の措置をとることが大切である。地震時以外の常時に、タンク円周方向におこる不等沈下はタンクの漏洩に起因することが多いので、しかもこの原因の場合にはタンク破壊事故を起すおそれがあることを、特に強

調して論ずるのである。つぎに、地震時のタンク破壊と基礎の関連性について以下論ずるものとする。

我国において、鋼製円筒型石油タンクが地震にあって被害を受けた例の主なものは、1964年6月16日のマグニチュード7.5の新潟地震と、1978年6月12日マグニチュード7.4の宮城県沖地震がある。

新潟地震の場合は、石油タンク基礎に関しても、他の構造物と同様に、地盤の液状化が被害を大きくしたことは周知の事実である。

この地震の鋼製円筒型石油タンクの被害の特徴は、主として、バイプロフローテーションにて地盤改良されていた石油タンク基礎は被害が軽微であり、地盤改良されていない基礎は比較的、標準貫入試験のN値が大きくても大きな被害を受けたことである。ゆるい砂質土をバイプロフローテーションで締め固めて地盤改良を行うことは土質工学上理にかなった方法といえるが、著者は、石油タンクを上載する基礎地盤を人工的に均一化するというのも、地震時に被害を少なくする大きな要素ではないかと考えている。さらにこの地震では、多くの石油タンクが大きく沈下して傾斜したことと、火災事故が起ったことが特徴である。

一方宮城県沖地震は、震源位置北緯38度9分、東経142度13分であり、震源深さは約30kmと推定さ

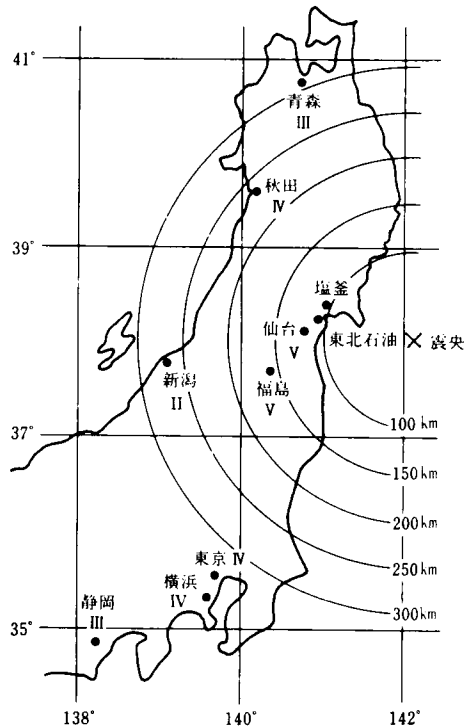


図4・18 宮城県沖地震、震度分布図

れた。震央から約100kmの石油製油所では3基の石油タンクが側板とアニュラープレートとの接合部付近のアニュラープレートが円周上に沿って破断し、石油の流出事故を起したのである。この製油所内の75基の全ての石油タンクは数mmから最大130 mmの沈下が側板部に認められた。当製油所敷地内では地震の記録は得られていないが隣接している塩釜市塩釜港工事事務所（図4・18参照）の地盤面でもとられた地震記録によると、最大加速度は東西方向に288ガル、南北方向に266ガル、上下方向に166ガルであった。他の地区で得られた記録や当製油所の地

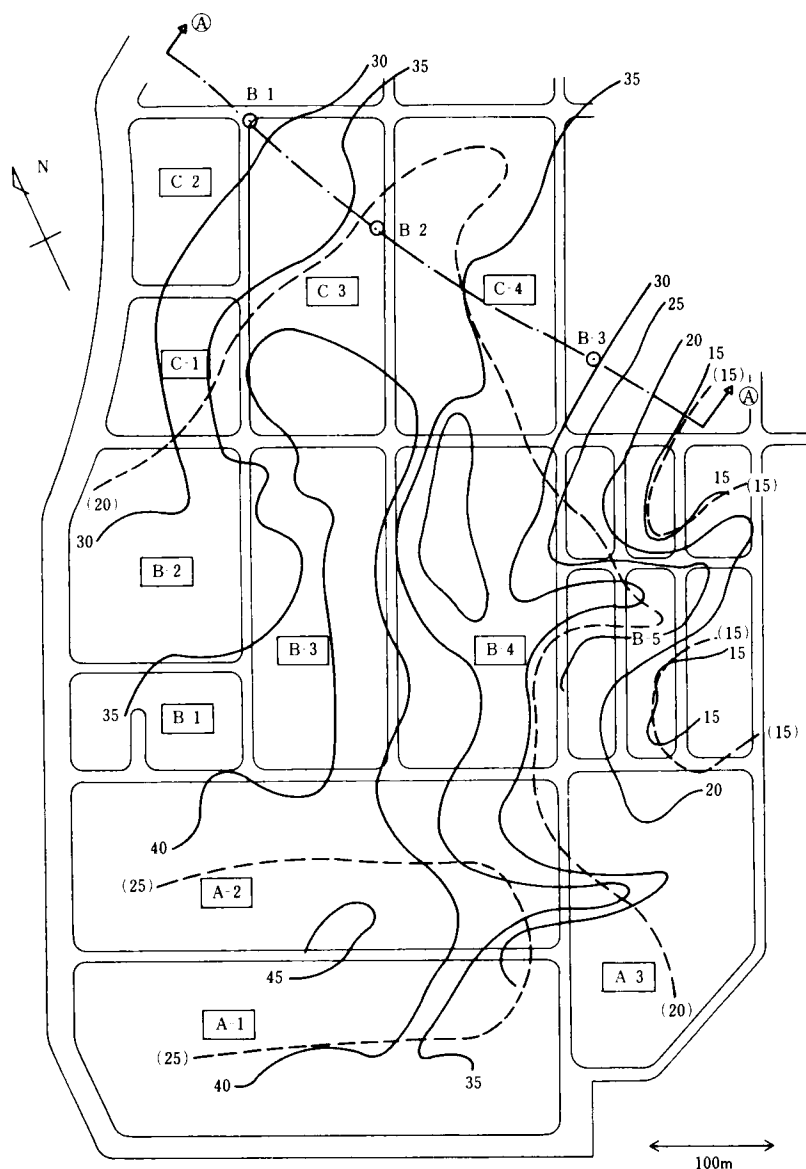


図4・19 上部砂層厚，基盤深さのコンター
 (— ：基盤深さ(m)，--- ：上部砂層厚(m))

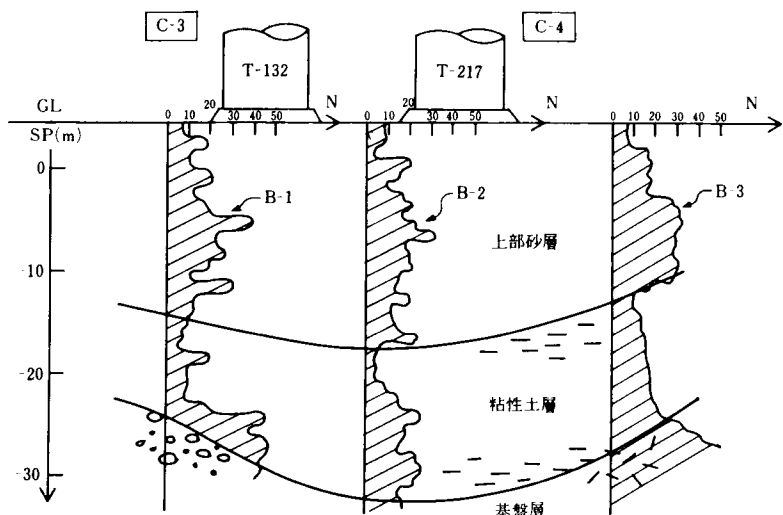


図4・20 土層断面図 (A-A断面)

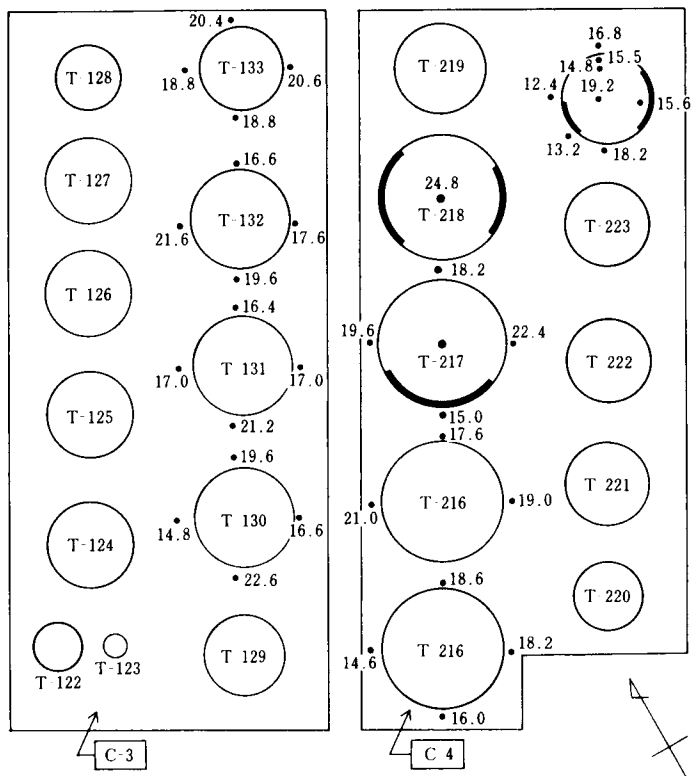


図4・21 改良部の平均N値 (一破断部)

本タンク群の盛砂基礎は1971年から1972年に建設された当製油所の全てのタンクについて、ほぼ同じタイプであり、その標準断面図は図4・22に示されるとおりである。側板の直下に幅300 mm長240 mm高さ120 mmのコンクリートブロックを2枚重ねて敷きならべ、鉄筋コンクリートリングや碎石リングのタイプのものではない。盛砂用に用いた砂の均等係数は1.7～2.7，粒度は2.0 mm以上が0～20%，74 μ 以下が0.5～6%であった。また、タンク側板から下1 mの間の盛砂基礎の平均間隔比は0.73～0.81，相対密度は80～95%である。3軸圧縮試験で求めた摩擦角は、

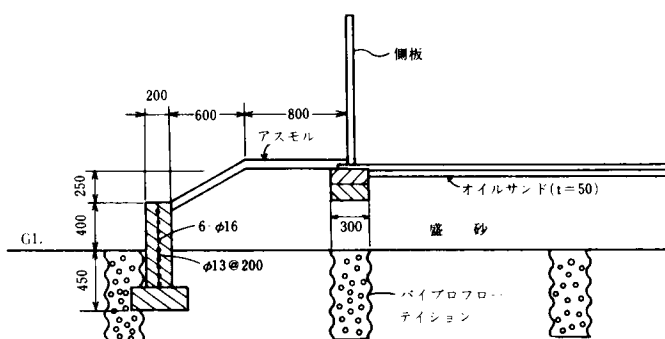
 $\phi_d = 38.5 \sim 40^\circ$ であった。

图 4·22 盛砂基础断面图 (单位: mm)

以上が宮城県沖地震における鋼製円筒型石油タンクの被害、ならびに地盤基礎、盛砂基礎の調査結果の概要である。この地震によって破損した石油タンクの調査にあたって、最初は破損タンクが同一地区に集中しているので何かこの地区に限られた地盤特性があるのではないかと調査し、解析を行った結果、前述のごとくその特異性を見出すことはできなかった。一方タンク本体の方から破損したタンクと他のタンクを比較してみた結果、破損したタンク3基は、容量が20,000KLから30,000KLのタンクであることが明らかになった。しかも地震時の液高(H)とタンク直径(D)の比が他のタンクに比して大きいことが確認されたのである。この3基以外でも、地震時にタンク側板直下の沈下量の大きなものは地震時の液高(H)とタンク直径(D)との比 H/D が大きいことが明らかになったのである。さらに破損して、石油が流出したタンクの側板部直下付近のアニュラープレートの裏面部が腐蝕していて、アニュラープレートの破断部の板厚が薄くなっていたことが確認されたのである。しかも、この破損した3基のタンクを含めて、地震時の液高(H)とタンク直径(D)との比 H/D が大きいタンクは、地震時にタンク側板の近傍が持ち上がったことが推定されたのである。持ち上ったことを裏付ける理由はつぎのとおりである。その1は同製油所内に、タンク直径よりも高さの方が大きい水用タンクがあって、そのタンクは基礎のコンクリートリングにアンカーボルトでとめられていたのである。地震後そのアンカーボルトが全周360度にわたって、平均的に約10cm程上へ抜けていたのである。その2は図4・23に示すように、地震前は、アニュラープレートの上にかぶせてあったアスファルトモルタルが地震後には、アニュラープレート

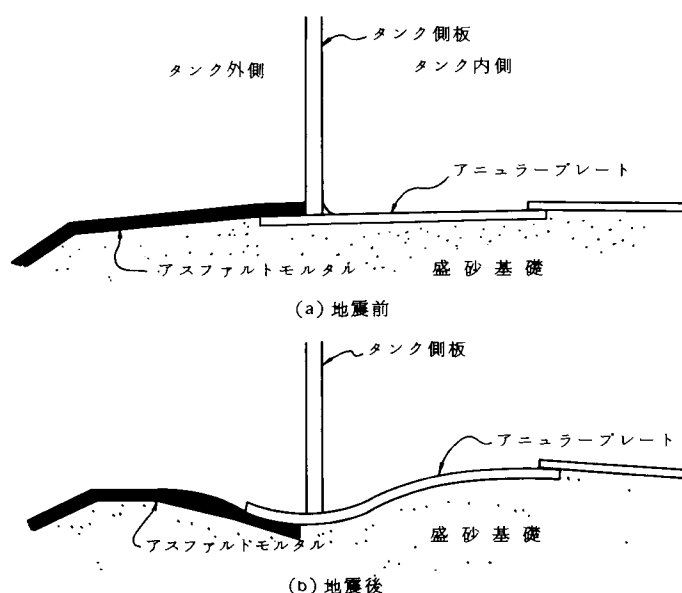


図4・23 地震前後のアスファルトモルタルとアニュラープレートとの位置関係

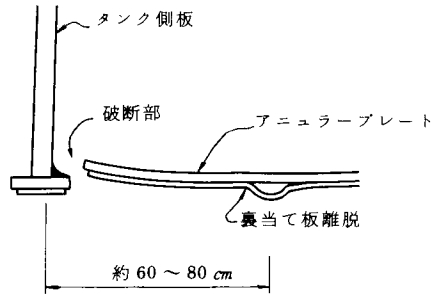


図4・24 破損タンクのアニュラープレートの
溶接用裏当て板の離脱状態

の下になっていてその上下の相対的な位置が入れ替っているのである。その3は図4・24に示すようにアニュラープレート相互を溶接接合する裏当てのフラットバーが、側板から約60cm～80cmの所で、離脱したり、曲っているのである。

以上のことから、地震時数mmから最大130mmの沈下がタンク側板部に生じ、しかも地震時の液面高(H)とタンク直径(D)の比 H/D が大きいタンク程その沈下量が多いことを裏づけるものである。これは H/D が大きいタンク程、地震時に側板部の鉛直力が増加すると、ともに反対側は持ち上り、つぎの瞬間盛砂表面を動的に打撃するので、その部分の沈下がより増大するのである。一方、土質工学の立場からみるとこの現象で、タンク側板直下の盛砂は、局部的には支持力不足を生じ、破壊を起しているのである。しかもタンク側板の外側は盛砂を拘束する条件がないのでより変位しやすいのである。第3章で論じたごとく、土質工学の立場からみれば、このような盛砂の局部破壊を阻止するためには、この盛砂の強度をあげてやる必要がある。いいかえるとその安全率を最初から大きくしておくべきである。しかし、タンクが持ち上った時に破断を生ずるのならば、この部分の盛砂の強度には無関係になるのである。また持ち上って、落ちてくる時に、この部分の盛砂がまったく変形(沈下)しないで、この荷重を受けとめたならばどのようなことが起るであろうか。タンク側板に大きな鉛直応力が作用して、挫屈が生ずるおそれがある。このような被害を受けた鋼製円筒型石油タンクの例につぎのようなものが報告されている。

1965年3月28日チリ中部を襲った、コンコン地震はマグニチュード7.¼であったといわれている。この時チリ中部の海岸都市Vina del Marに近いCon con製油所でかなりの被害をうけている。その中にタンクの側板下部がかなり張り出して、側板とアニュラープレートとの溶接が1.8mにわたって破断した例がある。

1964年3月27日のアラスカ地震の際にも、同様な石油タンクの破損事故が生じている。

1971年2月9日サンフェルナンド地震の時には水タンクであるが、鋼製円筒型のタンクの

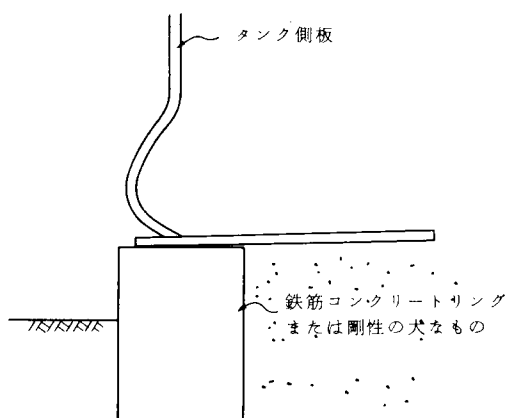


図 4・25 地震をうけてタンク側板が挫屈した状態
Elephant Foot

側板下部が張り出した例が報告されている。

1979年の10月にエルセントロ近郊で起きたマグニチュード 6.4 程度の地震で、鋼製円筒型の水タンクが同じような被害を受けている。

このように、タンク側板の下部が挫屈する形状（図 4・25 参照）が象の足に似ていることから Elephant Foot と呼ばれている。

以上が地震時に側板下部が挫屈した事例を 4 例ほどあげたものである。

我国における新潟地震の場合は、主としてタンク基礎の、基礎地盤部に液状化という問題が生じ、タンク基礎は大きな沈下等が生じたが、タンク本体は構造的には大きい破損をまねがれた例といえよう。一方、宮城県沖地震の場合には、基礎地盤部には、ほとんど、問題がなく、盛砂基礎部に問題が提起された例といえよう。あるいは、タンク本体と基礎との接点の問題があらためて提起されたものと言えるであろう。

結 語

本章では、鉄製円筒型石油タンクとその基礎との関連性について、沈下、不等沈下を中心に論じたものである。

沈下は鋼製円筒型石油タンクの構造的特性から、他の構造物に比して、寛大な構造物であるということである。ただし、円形載荷であるので、タンク中心部と側板部との沈下量に差を生ずるので、定量的には注意すべき点がある。

タンク周辺部の不等沈下は、タンク側板部とアニュラープレートとの溶接継手部付近のアニュラープレートの曲げ応力を増加させるおそれがある。このような不等沈下を生ずる原因には、基礎側とタンク本体側の双方にあり、しかも、タンク本体側には漏洩ということがあ

りこの原因は最もタンク破壊事故に直接つながるので注意しなければならない。

従来タンク底板は膜であり、盛砂基礎の表面形状と全く同じ形状をしていると考えられていたが、溶接構造であるために歪を生じてタンク底板の形状と盛砂基礎形状とは、各々独立したものである。荷重が作用するにつれてなるべく早く、タンク底板と盛砂基礎表面がなじむように配慮しなければならない。

地震時には液面高さ(H)とタンク直径の比 H/D が大きいあるいは $H > D$ のタンクでは、タンク側板付近が持ち上る可能性が大であるのでその現象がタンク側板直下の盛砂部を衝撃的にたたきおそれがある。この時土質工学的には、盛砂の局部破壊が生じ、沈下が始まるが、この部分を剛性にする、タンク側板の下部に挫屈が生じて、タンクが破損するおそれがある。Tank Foundation の Engineering としては、そのタンクを地震後、そのまま使用するかどうかは別として、最初にそのタンクが経験する 300 ガル程度の地震で破損漏洩しないことを中心に考えると、タンクの側板部直下の盛砂が変位をすることは、ショックアブソーバーの役目を果たしていることになる。

参考文献

- (1) J · S. Clarke :
Recent Tank Bottom and Foundation Problems
Paper for Presentation of Session on pressure Vessels and Tonks During
the 36th Midyear Meeting of American Petroleum Institute's Division of
Refining, in the San Francisco Hilton Hotel. San Francisco, Calif May
13, 1971.
- (2) 岩切 淳, 岡林郁夫: 大型タンクとその基礎, 土と基礎 Vol 23, No 9 1975年 9 月。
土質工学会, p. 41~43.
- (3) A. P. I. Report : Oil Storage Tank
How To Design a 600,000-Bbl. Tank May 1968. Vol. 47, No. 5.
- (4) 柴田 碧: 海外産業施設地震被害調査報告 — 球形タンクおよび円筒タンク —
東京大学生産研究所報告, 26 巻 7 号, 1974 年 7 月。
- (5) 山口柏樹, 岡林郁夫, 小田隆生: 石油タンク基礎の耐震性に関する考察, 1980 年 6 月。
Reproduced from Technical Report, No. 26. Department of Civil Engineering
Tokyo Institute of Technology.

第 5 章 鋼製円筒型石油タンク基礎の設計施工 に関する工学上の基本的考え方

序 言

基礎は、その上載構造物を安全に支持して悪影響を上載構造物に与えるような沈下を生じては、ならないが同時に、合理的で、かつ経済性がなければならない。

鋼製円筒型石油タンクのように可撓性の大きい特殊な構造物の基礎はいかにあるべきかを本章では論ずる。第 1 章でその概要を述べたごとく大きな変形を許容する鋼製円筒型石油タンクであるので、基本的には相当な沈下を許容する構造物である。過去の実績からもこのことは明らかである。石油タンクの本来の目的は、貯蔵物である石油を漏らすことなく貯蔵することにある。少くとも基礎が原因となって、石油タンクの機能に支障を生じさせたり、破壊を招くことがあってはならないのである。前章までに論じたように不等沈下が生じたから直ちにタンク本体に直接事故をもたらすものではないのであるが、その不等沈下の形状によっては、タンク本体に悪影響を与えると推定される場合もあるのである。できることなら不等沈下は避けるように考慮すべきものである。一方、タンクが漏洩したからといって必ずしも大事故になるとは限らない。タンクが漏洩した場合にはそれを早期に発見できるような基礎構造にしておくことが大切である。さらにタンクが漏洩しても短時間で盛砂基礎が Flush-out しないような構造を有することが必要である。

このように鋼製円筒型石油タンク基礎の設計施工にあたっては、上載構造物のあり得るあらゆる条件を考慮しなければならないものであって、単に土質力学上の考慮では不足なのである。上載構造物との有機的な関連において本質的な土質工学的、あるいは基礎工学的な考え方が要求されるのである。

5・1 タンク基礎の設計に関する基本的考え方

鋼製円筒型石油タンク基礎の設計に当って最初に考慮しなければならないことは、上載構造物である石油タンクの機能的、構造的特性である。次に建設予定地ならびにその付近の調査である。特に土質調査は充分に行われなければならない。以上の結果としてタンク本体から要求される条件と、土質、地質から制約される条件が明らかとなる。

(1) タンク本体から要求される条件とはつぎのようなものである。

- (a) タンク本体ならびに内容物の荷重に対して十分な支持力があること。
- (b) タンク本体の機能上、構造上に悪影響を与えるような沈下ならびに不等沈下を生じさせないこと。
- (c) 地震時においても、タンク本体の破壊を招く恐れのないような基礎、少くとも基礎が原因でタンク本体の破壊を招くことのないようにすること。
- (d) タンク底板部に腐蝕の環境を作らないこと。
- (e) タンク操業上、あるいは清掃、メンテナンスに支障のないような構造にすること。
- (f) 内圧の作用するタンクにおいては、それに対して充分安全な対策を施すこと。例えば、アンカーボルトの必要性の有無等。
- (g) 風荷重に対して、タンク本体が転倒したり滑ったりしないようにすること。
- (h) その他の特殊な条件、例えば、積雪地区における積雪荷重等。

(2) 土質、地質をふまえた基礎の条件

- (a) タンクの基礎地盤として、支持力が充分であるかどうか
- (b) 地盤を構成する土質の沈下特性
- (c) 地盤を構成する土質の振動に関する特性、地震時における液状化の可能性の有無
- (d) 地下水位と盛砂基礎を構成する材料の毛管現象の程度
- (e) 盛砂基礎表面の仕上げ面の仕様問題
- (f) コンクリートリングの必要性の有無
- (g) コンクリートスラブの必要性の有無
- (h) その他

以上のように鋼製円筒型石油タンク基礎の設計に当っては、タンク本体から要求される条件を、基礎工学上どのような形におきかえて基礎の設計条件とするかを考慮しなければならない。これらの条件の定量的な数値については、各国、各石油会社等で規定している場合もある。一般的には、A. P. I. Standard 650 が石油タンクについて、最も世界的規模で広く使用されている。ただし、このような規定やStandard は実務上では便利であるが、学問上、必ずしも、正しいものばかりとは限らないのである。以下、著者の鋼製円筒型石油タンク基礎の設計に関する基本的考え方を論ずるものである。

鋼製円筒型石油タンク基礎は原則として、地盤改良を行った地盤の上に盛砂基礎等を構築したものがよいと思われる。

小型のタンクにおいては杭打ち基礎でもほとんど問題はないのであるが、大型の鋼製円筒型タンクの場合、その底面積が広く、かつ、タンク本体の底板部を構成する鋼板は、タンク

の直径や底面積に対して非常に薄いものである。このようなマッシュなものは杭のような Point Bearing で支持するよりも、面で支持した方がより安定するからである。さらに杭基礎の場合はタンク荷重を杭に伝達するためにはコンクリートスラブが必要となる。

このコンクリートスラブの剛性の問題を考えてみると、例えば、100,000KL 級の石油タンクの直径は約80mである。直径80mの円型コンクリートスラブが完全な剛性を有するためには数mの厚さが必要となるのである。さらに鋼製円筒型石油タンクのような可撓性に富んだ柔軟な構造物の基礎は剛性の大きなものがよいか、ある程度の柔軟性のあるものがよいのかという基本的な問題を解決しなければならない。杭と鉄筋コンクリートスラブの基礎は沈下や不等沈下の問題を最重要視することから生れる工法である。著者は前章までに論じたように、鋼製円筒型石油タンクは沈下に対しては、他の構造物に比して、許容度合いの大きい構造物であると確信しているものである。不等沈下についても、その種類によっては、先に論じたごとくタンク本体にほとんど悪影響を与えないものもあるのである。過去に大型鋼製円筒型石油タンクにおいて、沈下のほとんどない基礎地盤上に建設されたもので、水張りテスト時に底板にしわが生じた例が我国でも数例報告されている。著者も直接、3例程度相談を受けたことがある。これらの実例のタンクは、直径が50m以上で、水張り時のタンク側板部の沈下量が10cm以内のものであった。直径が大きくなると底板の溶接線の総延長が長くなり、その結果、溶接歪の絶対量が多くなる。このような状態で、水張りテストを行うと、基礎が剛性の大きな、変形しない場合には、タンク底板の歪の逃げ場がなくて、しわが生ずるのである。このようなしわが生じた例のほとんどは処女荷重である水張りテスト時に生じているが、著者が相談を受けたうちの一例は、使用后3年程経過したものがあった。これは前にも論じたように鋼製円筒型石油タンクの底板は内容物の量に応じて刻々と変形しているからである。

さらに、地震時を考えてみると、剛性の高い基礎の場合地震の加速度を直接石油タンク本体に伝えることになりタンク本体を破損させるおそれがある。関東大震災の時、下町の地盤の軟い地域での被害が大きかったことが、報じられているのは周知の事実であるが、近年になって、金井等の研究によって下町の被害は火災によるものがほとんどであり、むしろ柔軟構造物である木造家屋の構造的破損は、山ノ手の地盤の固い地域に多かったと報告されている。以上の例からも類推できるように、著者は、可撓性の大きい柔軟構造物である鋼製円筒型石油タンクの基礎はある程度の変形を許容する構造であるべきであるとの意見である。図5・1タンク底板の変形と基礎との関係について云えば図5・1(a)はタンク建設直後の底板の状態を示すものである。

図5・1(b)は水張りテスト時あるいは操業時を示すものである。タンク底板と基礎の表面

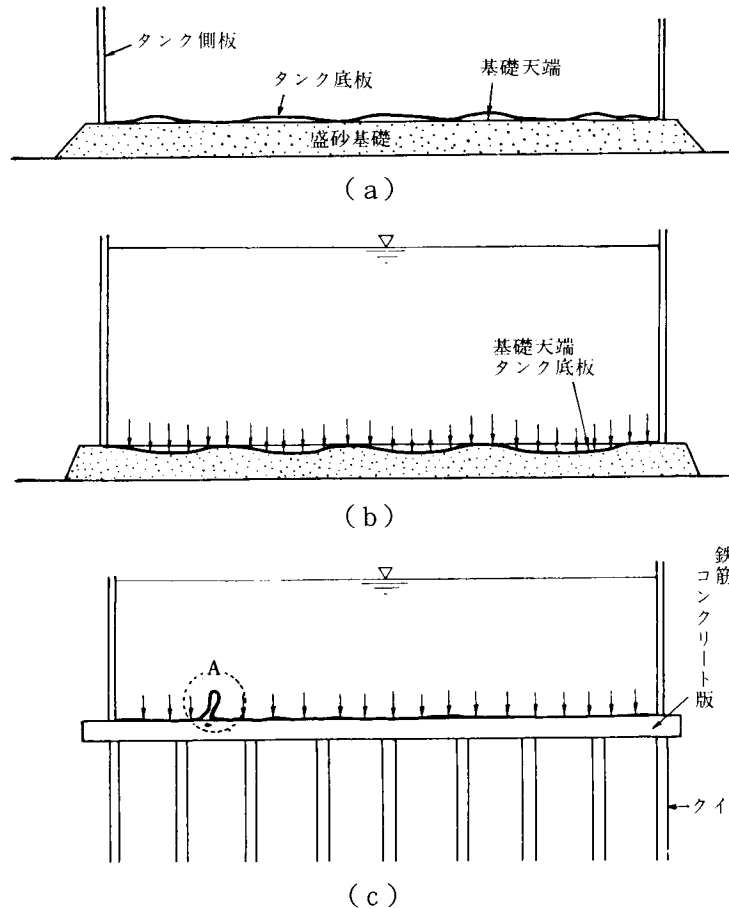


図5・1 タンク底板部の形状と基礎との関係

部分がなじんで密着する。図5・1(c)は鉄筋コンクリート版のような剛性の大きい基礎である場合には溶接歪が1個所にしわとなって集約されタンクの直径方向にこのしわが連続的に生ずることがあることを示したものである。

溶接歪が比較的少ない場合には、しわは発生しないが、その変形量に相当する応力がタンク底板部に発生していることになるのでこのような変形のない剛性の高い基礎は好ましい基礎構造とはいえないのである。

ただし諸条件で、やむなく、杭と鉄筋コンクリート基礎を採用せざるを得ない場合には、鉄筋コンクリートとタンク底板の間に砂等のクッション材を入れるべきである。

次に鋼製円筒型石油タンク基礎の主流をなす地盤改良工法と盛砂基礎の設計の基本的な考え方を論ずる。前述のタンク本体からの要求を満足させるものでなければいけないことは当然であるが、一方、建設予定地が確定すると土質条件にも制約されるのである。

基礎地盤の設計については第2章において具体的に詳細に論じたので、詳細なことは本節

においてはぶき、基本的な考え方のみを論ずることとする。

粘性土質であれば、その支持力と沈下特性を十分に把握した後に、地盤改良の必要性の有無を十分に検討しなければならない。この時大切なことは、地盤改良工法が、現場で設計者の意図するところを充分反映できるような精度の高いものでなければならない。いいかえると施工、施工管理が容易なものでなければならない。砂質地盤の場合でも同様である。

さらに大切なことは設計者は設計をする以前に現地に出かけて、土質資料等自分自身の目と手で確かめという心がけが必要である。

議論の上では、粘性土地盤、砂質地盤と分けて論ずることはできるが、現実には、粘性土、砂質土が2層になったり、混在していることが多いので、このような場合の地盤改良工法の選択は非常に困難なのである。

それはある面からみると、粘性土と砂質土は相反する性質を有するからである。この時大切なことは、何が最も重要な要素であるかを十分に検討して、その優先順位をつけることである。するとおのずから犠牲にする要素が明らかになる。その時既存の工法にとらわれる必要は毛頭ないのである。

盛砂基礎については第3章で詳細に論じたので本節ではその基本的考え方のみを論ずるのである。盛砂基礎は直接タンク本体と接しているためにその挙動は直接、タンク本体に影響を与えるがこの盛砂基礎の締め固めの度合いが不均一な場合は直ちに局部的な不等沈下が生ずる。盛砂基礎の表面はタンク底板と直接接するためにこの部分でタンク底板の防蝕対策を構じなければならない。過去にはタンク底板の裏面にアスファルトプライマー等を塗布して防蝕対策を構じていたのであるが、タンク底板相互の溶接を行う時に溶接部のアスファルトプライマーが溶解するのでその結果、アスファルトプライマーの膜のある部分とない部分が生じ、かえって腐蝕を促進することになるという理由から直接タンク底板裏面に防蝕対策を行うことをさけるようになった。

その代りに盛砂基礎の表面にアスファルトコンクリート等で舗装を行って、防蝕対策としているのである。このアスファルト舗装を計画する時に考慮しなければならないことは、盛砂基礎表面の形状である。通常の石油タンク基礎においては、中心部が側板部よりも半径の $1/120$ 程度の勾配で高くするものが多いが、この形状の基礎であれば、普通のアスファルトモルタルで舗装しても問題はないのである。

その理由は、タンク底板施工時の降雨に際し、タンク底板相互の溶接未了の部分から雨水が基礎表面のアスファルト舗装の表面に達しても中高であるためにアスファルト舗装の表面を流下してタンク周辺部へ流出するからである。

全体的にみると数はあまり多くないのであるが、タンク中心部を側板部よりも低くするタ

ンクがある。底板の変形の問題から考えると第4章で論じたごとくこの形式の方が合理的であるので、今後増えることが予想される。

このような中低くの形状のタンク基礎の場合普通のアスファルトモルタルのような透水性の少ないもので舗装を行うとタンク底板施工時の溶接未了の部分から雨水が盛砂基礎の表面に流入するとタンク中心部に水が溜ることになるので、このような形状の盛砂基礎の場合には透水性アスファルト舗装を行う必要があるのである。ただし盛砂の材質によっては雨水が浸透することにより盛砂基礎の支持力が低下するので注意しなければならない。

このようなことを考慮してつぎのような盛砂基礎の構造を提案するものである。中心の低い形状の盛砂基礎の場合その表面は透水性のあるポーラスアスファルトにて舗装を行い、その直下には碎石等の透水性の良好でしかも水分を含んでも変形を生じたり支持力の低下を生じない層を設ける。その下に不透水層を設け、しかもこの層は中心部を高くし、周辺部を低くするのである（詳細は図5・2参照）。

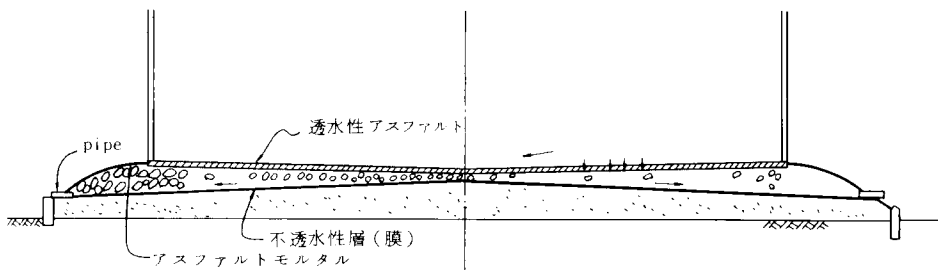
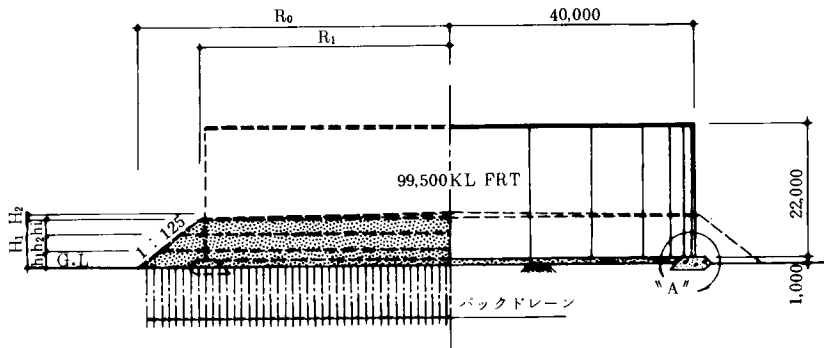


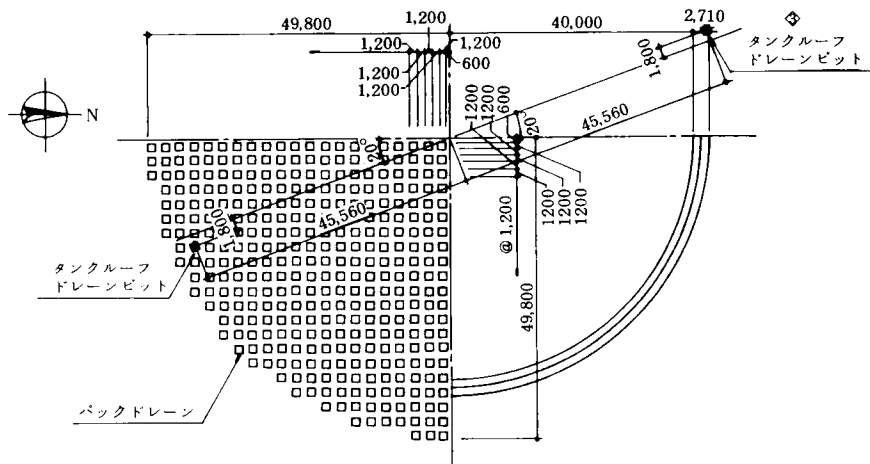
図5・2 盛砂基礎構造の一例

このような構造にすれば、透水性アスファルト舗装を透して、盛砂基礎へ浸透した雨水は不透水層に達した所で基礎周辺へ排水されるのである。一方盛砂の材質によっては毛管現象で地下水を盛砂へ上昇させることがあるが、この不透水層の存在のためにそれ以上の上昇が不能となり、タンク底板を腐蝕環境からまもることができるのである。さらにタンク底板に漏洩が生じた場合にこの不透水層に沿ってタンク周辺部へ油が流出するので漏洩を早期に発見できる漏洩探知の役割を果たすものである。漏洩を早期に発見することは事故を未然に防ぐことになる。このような構造は中心部が高い形状の場合でも利用できるものである。大型タンクの場合タンク底板の溶接に1ヶ月や2ヶ月要するので、普通のアスファルトモルタルで舗装した場合には、タンクの底板部の雨水に対する養生が不十分な時に、局部的にタンク底板とアスファルトモルタルの間に水溜りが生じて、タンク底板の腐蝕の環境を作るおそれがある。この場合も前述の構造を採用すれば、局部的な水溜りが生ずることを避けることができるのである。



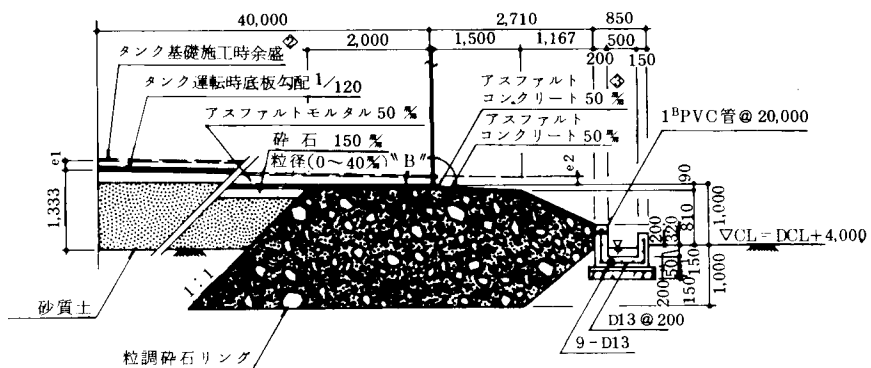
断面図
S 1/400

(a)



平面図
S 1/400

(b)



"A"部詳細図
S 1/40

(c)

図 5・4 石油タンク（100,000 KL）基礎設計実例図

し表面の形状は勿論であるが最も重要なことは、その理論の精神であり、設計の意図することを理解することである。この鋼製円筒型石油タンク基礎のように地盤改良工法を主体とするような基礎の場合には出来上った姿では、重要な部分の大半は形状を有しないものである。あるいは人目にさらされない地中部分に重要な部分があるのである。いずれにしても、理論や設計は現実には物を作るための手段の一つである。最終的には現場で、施工して作るのである。この時施工にたずさわる人々が、理論の精神や設計の意図を理解していなければ論外である。

むしろ、施工が完全に行われることにより理論や設計をはじめて生かすことになる。特に基礎地盤の施工にあたっては、設計によって示された数値は、絶対的な値を示しているのではなく一種の尺度であると理解しておくべきである。現実の地盤の挙動を観測することによってその修正を行いながら、より安全で合理的なものを作ることが、土質工学の基本的な考え方であるからである。

このような基礎を建設する場合には種々の計測器の設置や観測が行われるが、一般に邪魔物あつかいをするところがあるが、そのような考え方はもっての外である。このような計測器は警報器であり、信号器であると理解しておくべきである。一方、このような計測器の特徴を十分に理解しておくことが必要である。そうすることによって計測器が示す値が正しいものであるか、否かの正確な判断ができる。基本は、人間が機械を使っているのであって、機械に振りまわされるようなことがあってはいけない。

鋼製円筒型石油タンク基礎の施工に関する基本的な考え方としては、その上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体を安全に支えるということが基本になければならない。単に基礎の形式上の施工が完了したから基礎に関する施工の管理も完了したという考え方ではいけないのである。タンク本体の施工に関しても目を向けなければ真の意味の完全なタンク基礎の施工は完了しない。先に論じたごとく、タンク底板部の腐蝕環境を生じせしめないために盛砂基礎の表面にアスファルトモルタルや状況に応じて透水性のアスファルト舗装を行うのである。しかしタンク建設時に雨水に対する養生等をおこたると、タンク底板と盛砂基礎部の間に水が溜ったりして、腐蝕の環境を生じさせることにもなるので、タンク本体と基礎とは同一の管理体制の下に施工管理を行わねばならないのである。さらにタンク建設後の水張りテスト時におけるタンク本体の挙動ならびに基礎の挙動についても十分な管理が必要である。一般の構造物の場合には基礎が施工された後に上載構造物が構築されるが、この時上載構造物に対して、土質工学的に基礎が充分であれば問題がないのである。この主たる理由は、上載構造物は独立した構造的な剛性を有しているからである。鋼製円筒型石油タンクは可撓性が大きく柔軟な構造である上に、特に底板部は基礎に支配される要素を多く有してい

る上に腐蝕の問題、形状の問題等が直接基礎とかかわり合いを持つことから、特にタンク本体の施工に関しても目をはなすことができないのである。タンク水張りテスト完了後のタンク内部特にタンク底板部の検査が完了した時点をもって、鋼製円筒型タンク基礎の施工が完了したものと考えることが正しいのである。

結 語

鋼製円筒型石油タンク基礎の設計施工に関する工学上の基本的考え方は、土質工学上の立場に立って、しかも、タンク本体の工学上の立場を充分理解した上で、その設計施工にあたなければならない。土質工学上の立場からのみ石油タンク基礎の設計施工を行うと、基礎が残って、タンク本体が破壊するというような本来の目的と異なるものができるおそれがある。

特に、施工に関しては、タンク本体とその基礎とを分けることなく、統一された思想でこれを行うことが必要である。このように一貫した考え方で設計、施工を行うことによってタンク本体と基礎の境界面の工学を含むタンク工学としての体系作りが行われ、安全で、合理的な鋼製円筒型石油タンク本体とその基礎が建設されるものと確信する。

さらに、従来の盛砂基礎形式は前述したごとく、タンクの操業上の理由とか、腐蝕の問題とかの理由で多く使われてきたのであるが、土質工学上の安定からみれば、むしろ周辺地盤面よりも、石油タンク載荷部分が低い方が好ましいものである。今後はこのような基礎形式のものを考えるべきである。ただしその場合には、本来の石油タンクの機能に支障のないように配慮しなければならない。

これもタンク本体と基礎を総合的に考えることにより、基礎工学からみて安定してしかも経済的に有利になる方法がみだせるものと思われる。

参考文献

- (1) 岩切 淳, 岡林郁夫: 大型タンクとその基礎, 土と基礎 Vol. 23, No. 9 1975 年 9 月
土質工学会 p. 43~45.
- (2) 岡林郁夫: オイルタンクの基礎, Vol. 9, No. 3 1981 年 3 月, p. 23~30. 総合土木研
究所
- (3) 玉置明善編: 化学プラント建設便覧, p. 453~458. 1972 年 7 月
- (4) A.P. I. : Welded Steel Tankfor Oil Strage. A.P. I. Standard 650 Appendix.

結 論

鋼製円筒型石油タンク基礎は工学的に、いかにあるべきかを考察するにあたり、単に、土質工学分野の立場からのみ論ずべきではない。鋼製円筒型石油タンク本体の機能的、構造的特性をも充分考慮してタンク本体と基礎とを統一された工学的立場に立って論ずべきである。これが著者の見解である。

本論文は、この点について、著者の見解を随所に具体的に示して強調したものである。

各章を要約すると次のごとくである。

第1章では、上載構造物である鋼製円筒型石油タンク本体の機能的特性ならびに構造的特性の概要を論じ、第2章以降に論じた鋼製円筒型石油タンク基礎の考え方を示唆したものである。この章で明らかにしたことは、鋼製円筒型石油タンク本体は非常に可撓性に富んだ柔軟な構造物であり、かつ底板を通して直接内容物の荷重を基礎に伝達するいわば水のう的構造物であるということである。

第2章では、鋼製円筒型石油タンク基礎の地表面以下の基礎地盤の改良について論じた。特に臨海地区の埋立地の軟弱地盤上に鋼製円筒型石油タンクを建設する場合その基礎の地盤改良工法は高い信頼性を要求されるのである。そこで著者は、従来の地盤改良工法を検討した結果、それらの工法の中に理論と実際との間に矛盾点を発見した。その矛盾点を研究、解決することにつとめた結果、粘性土層に対するバーチカルドレーン工法の一つとしてPacked-Drain工法を開発したのである。

Packed-Drain工法を数多くの石油タンク基礎ならびに道路、宅地造成等に適用した結果、Packed-Drain打設時に比較的短時間で地盤が沈下する現象があることが確認されたのである。以後の実施例、ならびに実験を通じてその現象の原因についての研究、解析を行ったのである。その結果、Packed-Drain打設時のケーシングによる周辺土の横方向への排除現象の結果間隙水圧の上昇が生ずるのである。

その現象に加えて、打設振動によりケーシング周辺への集水効果、さらにケーシング引き抜き時の圧縮空気による強制排水効果等の機械的エネルギーによる有効応力が生じて一種の圧密現象が生ずることが確認されたのである。Packed-Drainの特徴である袋体が周辺土との間に鮮明な壁面を構成することにより壁面効果現象がPacked-Drain打設時の排水効果をさらに助成する現象があることが確認されたのである。従来にもケーシング打設時に過剰間隙水圧が生じて、しかも短期間に消散するという現象があるという研究報告はあるが、沈下現象に対する明確な把握がなかった。Packed-Drain打設による現象は明確に沈下を

ともなうものであるから、著者は圧密現象の範疇のものであると結論づけたのである。

従来から、一般に利用されている圧密沈下量を推定する式を使って推定した沈下量は、この Packed-Drain 打設時の沈下量を含んだものとよく一致する。いいかえると、Packed-Drain 打設時の沈下量を無視すると、現実の地盤改良工事において、大変なトラブルが生ずるのである。

次に、従来ゆるい砂質土地盤の地盤改良工法として数多く採用されてきたバイプロフローテーション工法や圧密砂杭工法等の設計、施工管理にあたって、その尺度を充填材の量におかれており、そのことが、振動による締め固めという本来の基本理論からはずれたものであったことに着目し、より理論に忠実な新しい締め固め工法を開発して、約40基の石油タンク基礎に適用して、その効果を確認したものである。この工法の特徴は、充填材の量は対象地盤のゆるさ度合に関係なく一定量にして、地盤に応じて与える振動のエネルギー量を変化させるものである。この方法を採用することにより、基本的な理論と実際とをより近いものにしたものである。著者の地盤改良工法に対する基本的見解はその基礎理論と実際とが矛盾しないで一貫して初めて、土質工学的に確立された工法と称せられるものであると確信するものである。

第3章においては、石油タンク本体と直接接する盛砂基礎について、土質工学的な面を中心にその工学的な意義について論じた。

常時における盛砂基礎の意義、さらに地震時における盛砂基礎の挙動について、研究、解析を行ったものである。その結果として、盛砂基礎はタンクの局部沈下にも最も関係の深い要素を有していることが明らかになったのである。従来、工学的にはほとんど研究が行われていなかった盛砂基礎を工学的に理論づけたものである。

第4章は、石油タンクと基礎との関連性についての研究を行い、その結果を論じたものである。特に強調したことは、つぎの点である。基礎の不等沈下が、タンク本体に悪影響を与えたり、破壊を生じさせるような議論がある。

このような考え方が正しいか、否かを分析し、さらにタンク本体に不等沈下を生じさせる原因の研究、解析を行って、その理論づけを行ったものである。さらに、従来全く同一形状であるがごとく考えられていた盛砂基礎の表面形状とタンク底板とは各々独立したものであるということを明確にし、鋼製円筒型石油タンク基礎はその上載構造物の特性に合ったある程度の変形を許容する構造であることが望ましいとの見解を論じたものである。タンク本体と基礎との相互関係を明白に解析し、その双方を一貫した考え方を通じて、タンク工学のあり方について示唆を与えたものである。

第5章においては、鋼製円筒型石油タンク基礎の設計、施工に関する基本的考え方を示す

とともに、その方向づけを行った。

この考え方の基本をなすものは、単に、土質力学的に鋼製円筒型石油タンク基礎を捉えるのではなく、タンク本体と基礎を総合的立場に立って、そのあり方を示したものである。さらに、タンク操業中の事故に対処し得るような要素を含めて、鋼製円筒型石油タンク基礎の合理的な構造ならびに考え方を論じたものである。施工にあたっては、その設計の基本的理念を十分に生かすには、その基本的な考え方はいかにあるべきかを論じたものである。

著者は鋼製円筒型石油タンク基礎を構築するにあたって、必要な土質工学的諸問題の研究開発を行ったものである。それ等の結果を、土質工学的立場からみると円形載荷重である鋼製円筒型石油タンク基礎に実際に適用し、その挙動を観察、解析することにより新しい地盤改良工法の正当性を実証したものである。このことは、直径約 100 m にもおよぶ現位置圧密試験を行うことである。このような大規模な圧密試験と従来の試験室における室内圧密試験の結果より得られた資料からの推定値が、理論から施工まで一貫した工法で、しかも十分に管理されたものであれば、実用上ほとんど問題なく利用できることを実証したものである。タンク基礎の地盤改良を主目的として研究開発された Packed - Drain 工法、新しい締め固め工法は鋼製円筒型石油タンク基礎の地盤改良のみならず土質工学一般の地盤改良工法として、客観的に広く適用し得る工法である。現実に、Packed - Drain 工法は、我国において広い範囲に適されている。

さらに、米国をはじめ欧州からも大いに興味を持たれている工法である。

著者は、本論文において地盤改良工法の理論と實際をいかに一致させることが重要であるかという点と、土質工学は理論と實際とが一貫してはじめて確立されるものであることを強調して論じたものである。

鋼製円筒型石油タンク基礎については、単に沈下とか、不等沈下のような一事象のみに捉われて考えることはその本質を見失うものである。その上載構造物であるタンク本体の特性、基礎の特性を十分に理解して、総合的な視野に立って考察することが、不可欠なことであると確信するものである。

今後の問題としては、地盤改良工法の載荷重方法として、盛土載荷法、真空工法、地下水位低下法等があるが、盛土載荷法は大量の土砂の移動にともなう社会的問題をも含めて種々な問題を有しているので他の工法の実用化を強力に促進させることが必要である。

さらに、合理的な方法の研究開発することの必要性を痛感するものである。

一方、石油タンクのような危険物を貯蔵する構造物はポテンシャル・エネルギーの低い地中式タンク (in Ground Tank) 地下式タンク (under Ground Tank) 型式への移行を考慮すべきである。このような型式のタンクが合理的に、経済的に建設できるような研究開

発こそ今後の石油タンクにとって重要な課題であると確信するものである。

現状の地上式石油タンクもその基礎との関係から土質工学と深い関連性を有するものであるが、地中式タンク、地下式タンクの時代に入って、土質工学、土木工学と石油タンクとの関係はますます密接なものになるであろう。

略 語

A.P.I. : American Petroleum Institute.

C.T.S. : Crude Central Terminal Station.

オイルデポ (O.D) : Oil Depot.

L.P.G. : Liquefied Petroleum Gas

L.N.G. : Liquefied Natural Gas

A.S.C.E. : American Society of Civil Engineers.

謝 辞

本論文は、著者が京都大学工学部土木工学科卒業後、20余年の間に鋼製円筒型石油タンクとその基礎に関して、設計、施工の実務ならびにその技術の研究開発に従事して得た経験と、それから得た成果をまとめて考察したものである。

在学中から終始、懇切な御指導を賜った、京都大学工学部教授工学博士松尾新一郎先生に対して衷心より感謝の意を表する次第である。

同先生は、特にここ数年来、日本学術会議会員として、土質工学の分野のみならず土木工学全般にわたって、国家的、国際的に御活躍される御多忙にもかかわらず、著者に対して、単に土木工学のみならず工学全般にわたる物の考え方を身をもって御教授下され、ここに重々感謝申し上げるものである。

また、京都大学工学部土木工学系の諸先生方をはじめ、各委員会関係の諸先生方には、常々幾多の御指導を受け、ここに成果をまとめることができたものである。

著者の勤務する会社の性格上、研究開発の資料は業務上で得たものが多く、このことは会社内外の先輩諸氏ならびに同僚後輩諸氏が、特にエンジニアリングノウハウを重んずる社会において、その好意と協力によって発表させて頂いたものである。

このような多くの方々の御指導、御尽力により本論文がまとめられたことに対して、ここに改めて、深く感謝の辞を述べさせて頂くものである。